



ضرورت تکمیل و اصلاح آیین نامه‌های موجود در خصوص دیوار پرکننده آجری

محمد رضا تابش پور

دومین همایش مقررات ملی؛ شیراز؛ اسفند ۸۸

مقدمه

مهمترین اثرات منفی دیوارهای آجری در سازه‌ها عبارتند از:

الف) شکست طبقه نرم (نامنظمی در ارتفاع)

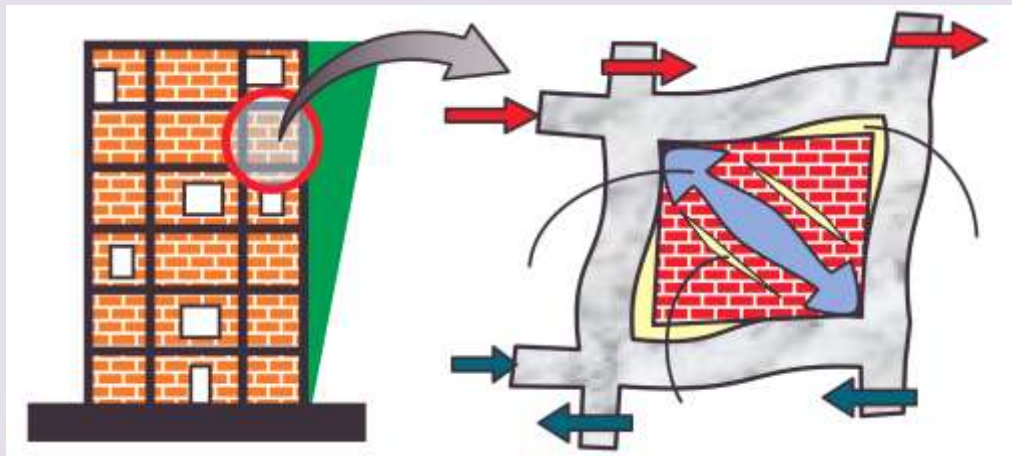
ب) پیچش (نامنظمی در پلان)

ج) ستون کوتاه (سازه‌های بتنی)

جدول اثرات مثبت و منفی دیوار پرکننده آجری

اثرات وجود دیوار پرکننده در قاب فولادی یا بتنی		
ردیف	اثرات منفی	اثرات مثبت
۱	نامنظمی سختی در ارتفاع (طبقه نرم)	افزایش سختی و کاهش تغییر مکان
۲	نامنظمی مقاومت در ارتفاع (طبقه ضعیف)	افزایش مقاومت
۳	نامنظمی سختی در پلان (پیچش)	کاهش شکل پذیری 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 شکل پذیر در ستون کوتاه فولادی
۶	افزایش نیروی طراحی به علت کاهش پریود	طرح قاب برای نیروی جانبی اندک
۷	افزایش نیروی طراحی به علت کاهش ضریب رفتار سیستم توأم	ایجاد سیستم دو گانه با کنش محوری قاب

مدل سازه‌ای دیوار پرکننده آجری



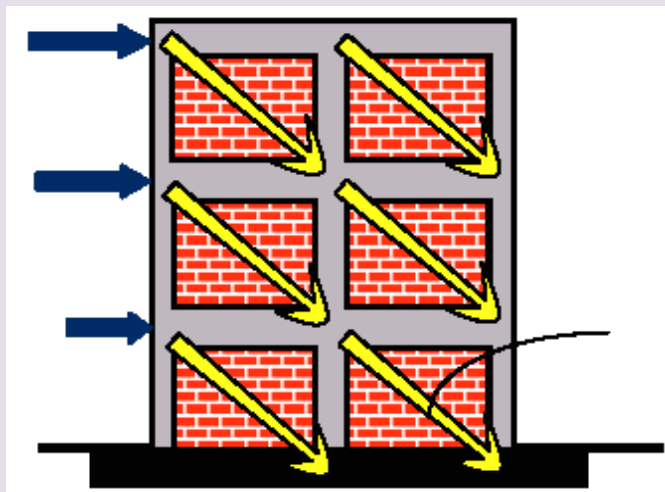
رفتار ترکیبی دیوار و قاب

مزایای تبدیل کنش خمشی به کنش محوری:

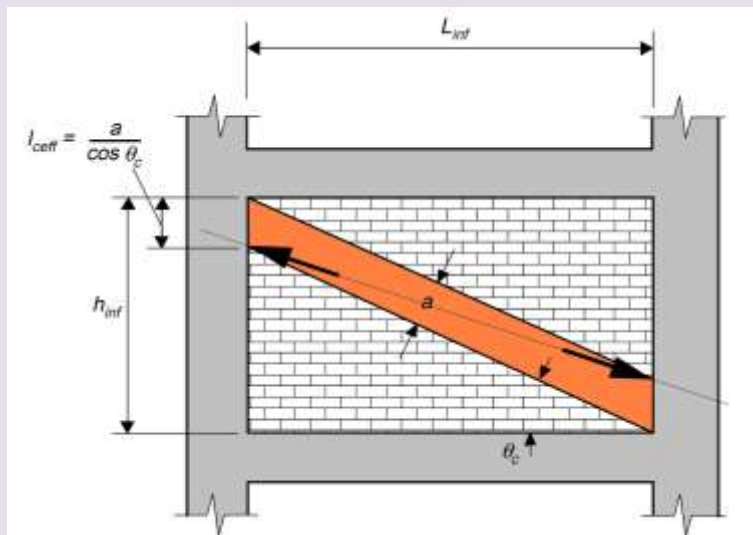
- سهم اندک قاب در باربری جانبی و کفایت طرح آن برای بار ثقلی (به علاوه اندکی از بار جانبی).
- محدود شدن تغییر شکل های جانبی

معایب تبدیل کنش خمشی به کنش محوری:

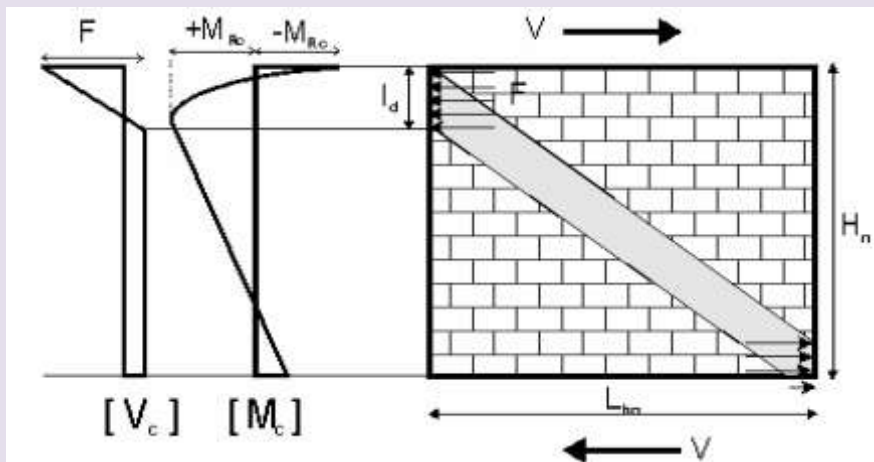
- افزایش نیروی محوری در ستون و پی
- ایجاد برش های متمرکز در بالا و پایین ستون
- ایجاد برش های متمرکز در ابتدا و انتهای تیر
- ایجاد برش های بزرگ در روی پی



تبدیل کنش خمشی به کنش محوری به علت وجود دیوار



بادبند معادل دیوار و ستون کوتاه



توزیع نیروی برشی و ممان در ستون مجاور دیوار پرکننده به تمرکز برش و ممان در محل تماس دیوار با قاب توجه شود

اندرکنش بین قاب و دیوار پرکننده آجری



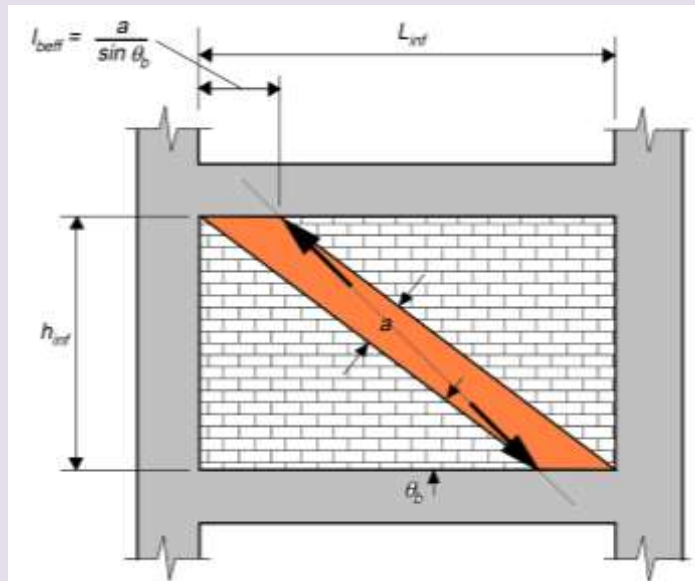
شکست ستون به علت اندرکنش با دیوار پرکننده



شکست برشی ستون بتنی به علت اندرکنش با دیوار پرکننده



شکست برشی ستون بتنی به علت تقابل با دیوار پرکننده آجری با بلوک سفالی غیر ضخیم



مدل تیر به تیر برای باد بند معادل دیوار

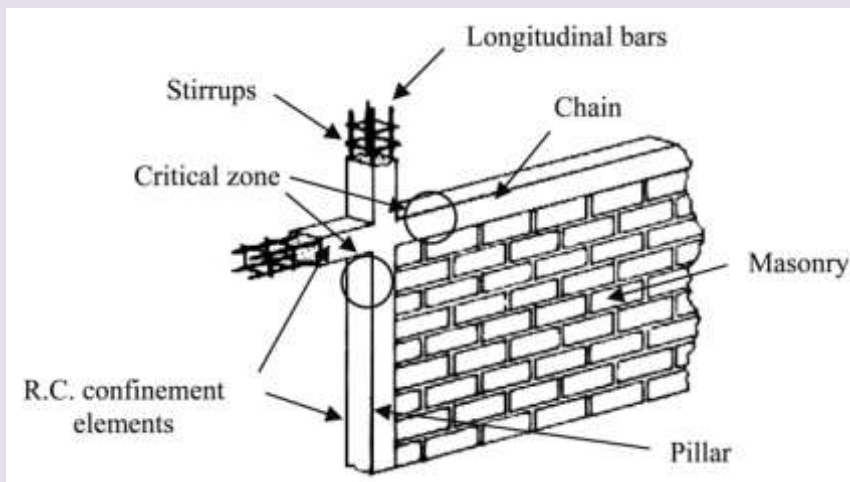


شکست برشی تیر بتن مسلح به علت اندرکنش با دیوار پرکننده آجری



در مورد این ساختمان، دیوار آجری مقاومتر از ستونها بوده است. در نتیجه ستونها خرابی شدیدی را تجربه کرده‌اند. با این وجود قاب هنوز پابرجاست (Mexico 1985).

دیوار بنایی محصور شده (دارای کلاف)



دیوار آجری غیر مسلح محصور شده توسط کلاف (در این حالت نیز دیوار مانند دستک قطری عمل می کند).



شکست برشی کلاف قائم در دیوار آجری محصور شده



شکست کلاف قائم بتنی به علت اندرکنش در دیوار

دلایل شکست فوق عبارتند از:

- فاصله زیاد بین خاموت‌های کلاف قائم (که منجر به شکست برشی شده است).
- کیفیت نامناسب بتن که شدیداً خرد شده است.
- عدم اتصال مناسب بین کلاف قائم بتنی و کلاف افقی.



ترک قطری دیوار پرکننده و آسیب قسمت فوقانی ستون

شکست طبقه نرم (یا ضعیف)

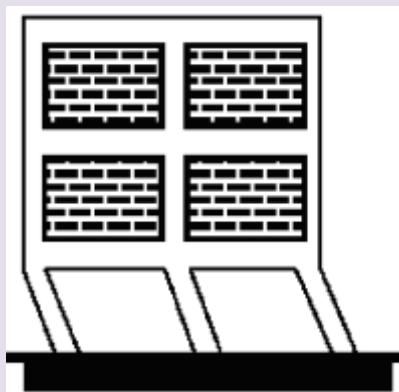
یکی از دلایل مهم شکست ساختمانها در هنگام زلزله، انقطاع سیستم باربر جانبی نظیر بادبند یا دیوار برشی و دیوار پرکننده آجری مطابق شکل‌های (۱-۱۵) و (۱-۱۶) در طبقه همکف می‌باشد. بنابراین طبقه همکف به صورت نرم عمل می‌کند. در این حالت ستونها تحت تغییر شکل‌های بزرگی قرار گرفته و معمولاً در آنها مفاصل پلاستیک در نقاط بالایی و پایینی بوجود می‌آید. این حالت به اسم مکانیزم طبقه (جابجایی نسبی شدید طبقه) نامیده می‌شود. معمولاً در این حالت ساختمان فرو ریخته یا تا آستانه فروریزش پیش می‌رود. وجود طبقه نرم می‌باشد. طبقات فوقانی دارای دیوارهای پرکننده زیادی بوده و در نتیجه سختی آن طبقات در مقایسه با طبقه زیرین بیشتر است.



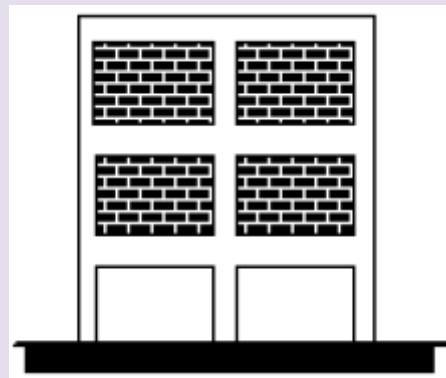
ایجاد طبقه نرم به علت عدم وجود دیوارهای پرکننده



پتانسیل وجود ایجاد طبقه نرم در راستای طولی ساختمان



(ب)

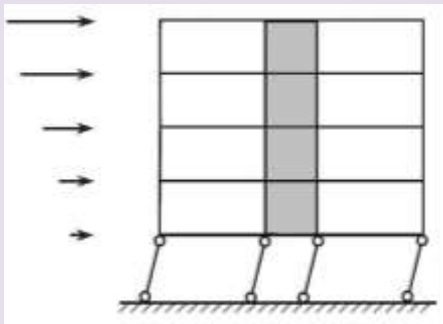


(الف)

ایجاد طبقه نرم به علت عدم وجود دیوار پرکننده در طبقه



خسارت ناشی از طبقه نرم



ایجاد مکانیزم طبقه در ساختمان در حال احداث و آستانه فرو ریزش

(Friaul, Italy 1976)



تغییر شکل ناشی از طبقه نرم



جابجایی ماندگار به علت طبقه نرم



تغییر شکل ناشی از طبقه نرم



شکست خارج از صفحه دیوارها به علت نرمی طبقه



جابجایی شدید طبقه نرم



انهدام کامل طبقه به علت نرم بودن

شکست طبقه نرم



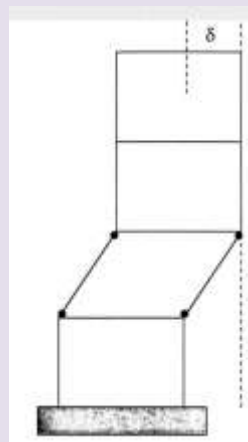
قسمت بالای ساختمان که دارای مهاربند می باشد، بر روی طبقه همکف خوابیده است



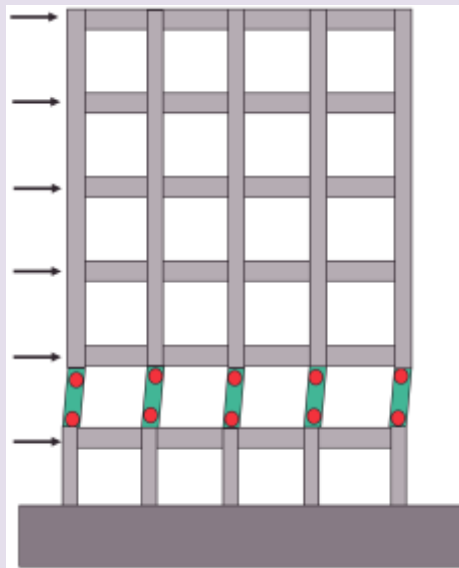
شکست کامل طبقه نرم



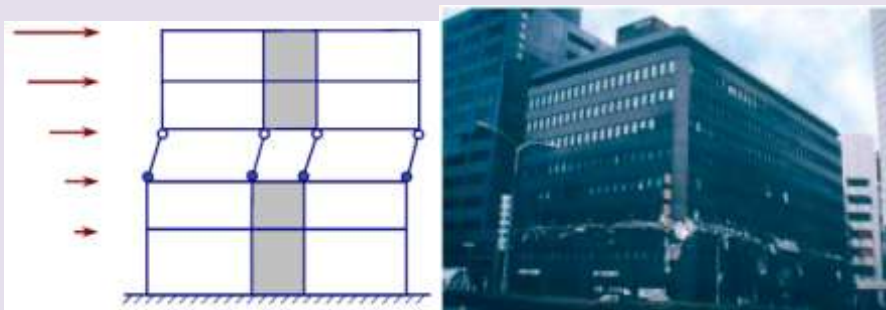
انهدام کامل طبقه نرم



شکست ستون‌ها به علت ضعیف تر بودن نسبت به تیرها



ایجاد طبقه نرم در طبقات فوقانی



انهدام طبقه سوم در يك ساختمان تجارتي و قرارگيري طبقات فوقاني بر روي آن (Kobe, Japan 1995)



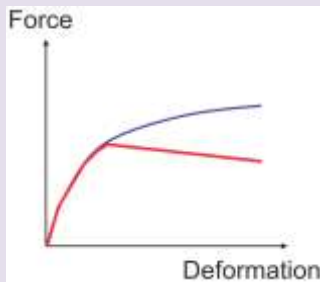
شکست طبقه نرم



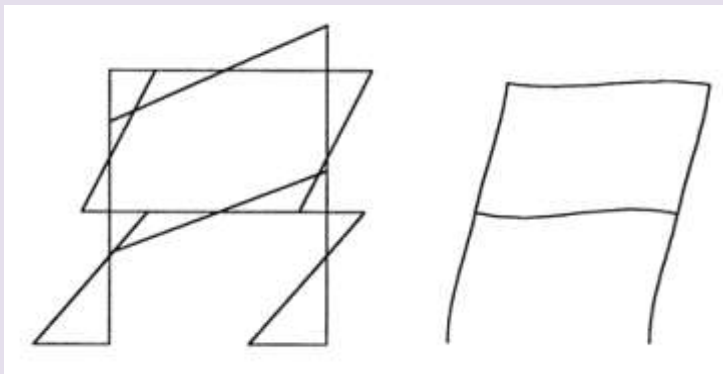
نمای نزدیک از خردشدگی طبقه فوقانی یک ساختمان اداری (Kobe, Japan 1995)



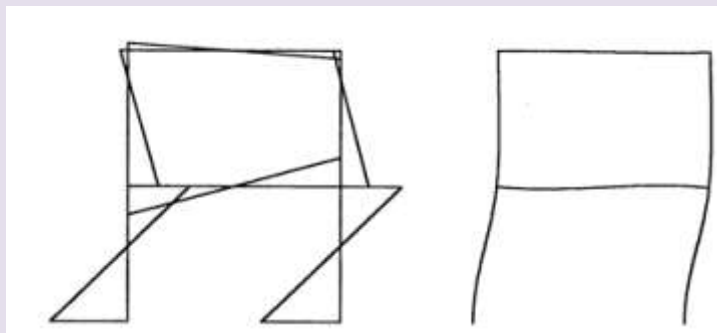
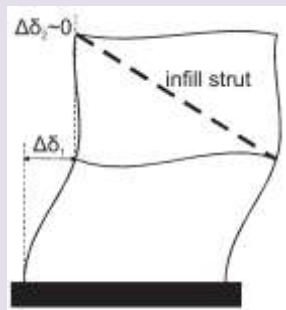
تخریب طبقه فوقانی به علت طبقه نرم



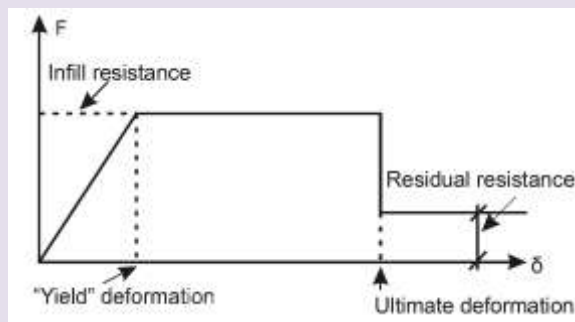
اثر $P-\Delta$ باعث کاهش مقاومت و شیب منفی می گردد



تغییر شکل و توزیع ممان خمشی در قاب بدون دیوار پرکننده



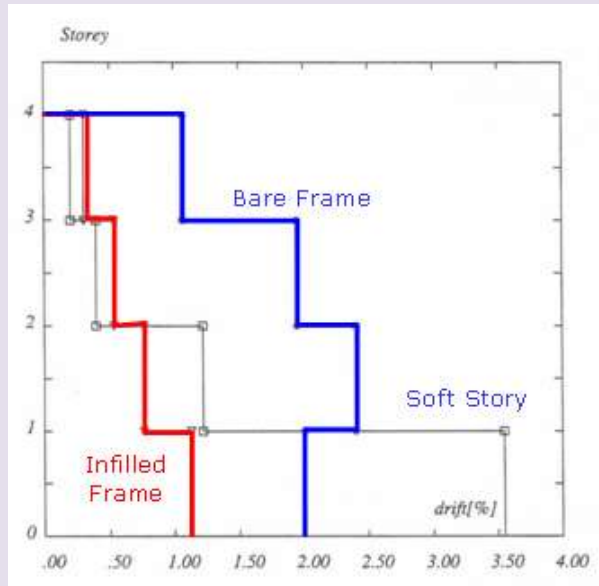
تغییر شکل و توزیع ممان خمشی در قاب دارای دیوار پرکننده در طبقه دوم



منحنی اسکلتون (نیرو- تغییر مکان) دیوار پرکننده آجری برای تحلیل های غیرخطی



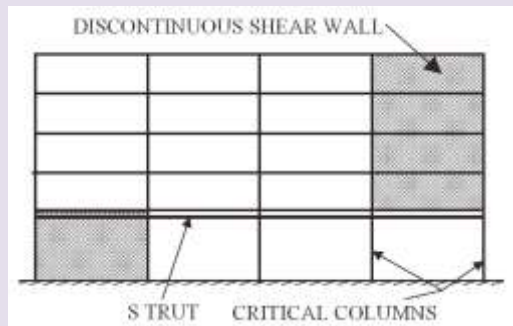
ساختمان بتنی چهار طبقه



مقایسه تغییر شکل جانبی در حالت‌های مختلف چیدمان دیوار در ارتفاع



جابجایی شدید به علت طبقه نرم

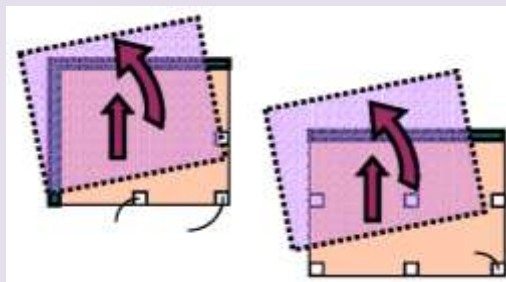


شکل ۱-۴۳- دیافراگم انتقالی

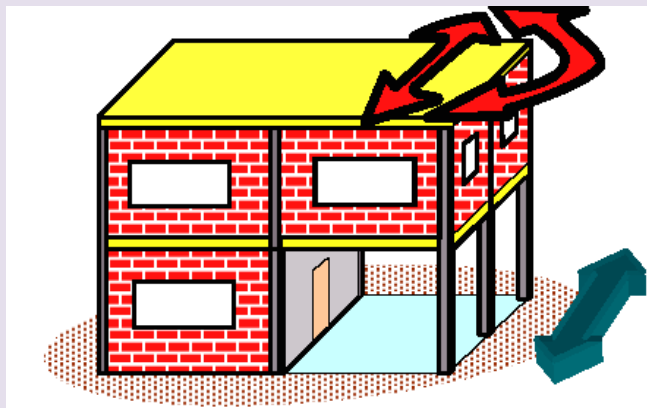


پر کردن دهانه‌ها به منظور حل مشکل طبقه نرم

شکست پیچشی



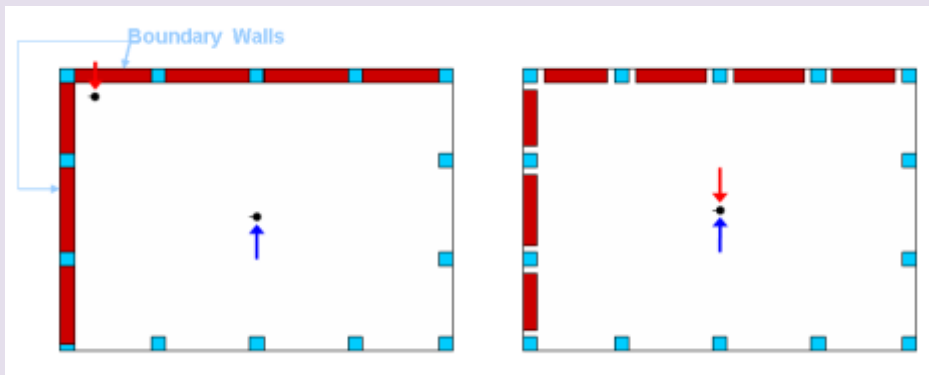
چیدمان نامتقارن دیوار در پلان



ترکیب طبقه نرم و پیچش



پتانسیل شکست توأم طبقه نرم و پیچش



(ب)

(الف)

دو حالت دیوار غیر متصل (الف) و متصل به ستون (ب)



تخریب یک ساختمان به علت نادیده گرفتن اثر سختی دیوار (کوبه ۱۹۹۵)



شکل توأم طبقه نرم و پیچش



شکست طبقه نرم (در ترکیب با پیچش مختصر)

تأثیر دیوار پرکننده آجری در سازه‌های فولادی دارای بادبند



کمانش فشاری ستون که به علت مشارکت دیوار در تحمل فشار، شکست مطلوبی رخ داده است



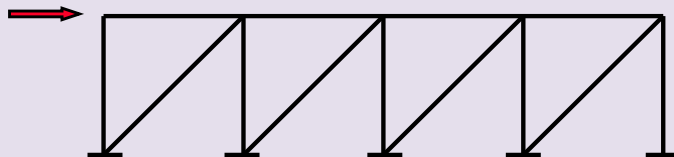
(الف)



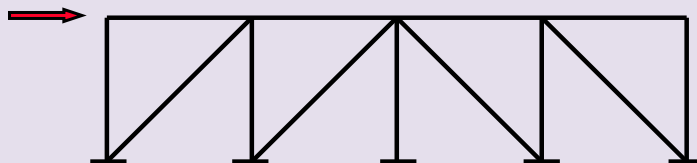
(ب)

ترکیب مقاومت کششی بادبند فولادی و مقاومت فشاری دیوار پرکننده آجری،
الف: وجود بادبندهای زیاد به علت عدم توجه به تحمل فشاری دیوارهای پرکننده آجری

ب: کفایت بادبند کششی در ترکیب با دیوار پرکننده آجری



چیدمان نامناسب بادبندها



شکل ۱-۵۵- چیدمان مناسب بادبندها



اثر مثبت دیوار در اصلاح رفتار بادبندهای نامناسب



پارگی پای ستون از صفحه ستون به علت کم بودن مقاومت اتصال و یا نیروی اضافی برشی ناشی از دیوار آجری بوده است.



شکست خارج از صفحه دیوار پرکننده به علت ضربه دو ساختمان مجاور

(طبقه نرم) و پلان (پیچش) می باشد. در شکل (۱-۵۹) حالت های مختلف دیوار در سازه فولادی نشان داده شده است.



شکل ۱-۵۹- دیوار پرکننده کوتاه و کامل در سازه فولادی

در شکل (۱-۶۰) شکست خارج از صفحه دیوارهای پرکننده در یک ساختمان فولادی مشاهده می شود.



شکل ۱-۶۰- شکست خارج از صفحه دیوار پرکننده

۱-۸- دیوار پرکننده دارای بازشو

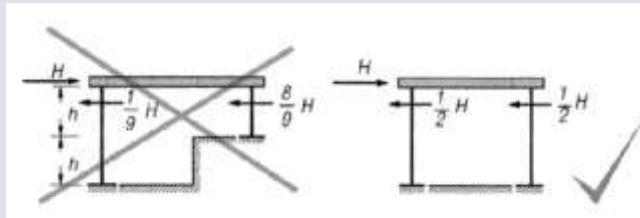
در صورت وجود بازشو در دیوار پرکننده آجری ترک‌های ضربداری مطابق شکل (۱-۶۱) ایجاد می‌شود. در صورت وجود دو بازشو، دیوار بین دو بازشو به علت ارتفاع کم و سختی زیاد، نیروی زیادی جذب نموده و به علت عدم کفایت مقاومت برشی، در آن ترک قطری ایجاد می‌شود. هر چند چنین دیواری در باربری جانبی مشارکت چندانی ندارد ولی باز هم چنین شکستی در آن رخ می‌دهد.



شکل ۱-۶۱- ایجاد ترک قطری در بین دو بازشو در دیوار آجری پرکننده

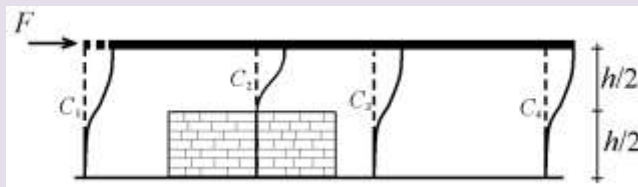
۹-۱- شکست ستون کوتاه

یکی از نکات مهم در رفتار لرزه‌ای سازه‌ها توجه به پدیده ستون کوتاه می‌باشد. این پدیده می‌تواند باعث نامنظمی شدید در توزیع نیرو در ستون‌های یک طبقه شده و همچنین ممکن است منجر به پیچش گردد. در مورد ستون‌های بتنی به علت جذب نیروی زیاد، ستون در برش شکست شدیدی می‌بیند. در شکل (۱-۶۲) دو حالت مختلف برای ارتفاع ستون‌ها نشان داده شده است. با کوتاه شدن یک ستون، سختی آن افزایش یافته و در نتیجه نیروی جانبی بیشتری جذب می‌کند. از آنجا که این ستون تحمل نیروی مورد نظر را ندارد، در نیرویی معادل مقاومت خود شکسته می‌شود.



شکل ۱-۶۲- جذب نیروی برشی زیاد در ستون کوتاه

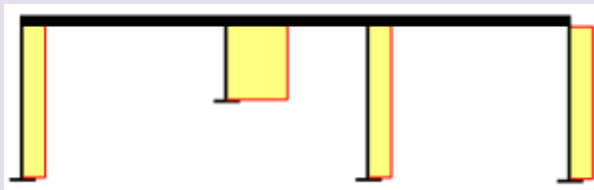
مسئله: در قاب زیر دیاگرام برش و ممان را برای ستونها رسم نمایید. نیروی جانبی برابر ۱۲ تن می باشد. ممان اینرسی تمام ستونها برابر 750 cm^4 می باشد.



شکل ۱-۶۳- هندسه قاب

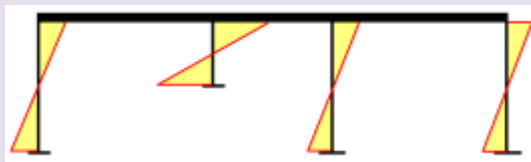
حل:

در صورتی که سختی ستونهای C_1 ، C_3 و C_4 مساوی k باشد، آنگاه سختی ستون C_2 معادل $8k$ خواهد بود. در نتیجه برش ستونهای C_1 ، C_3 و C_4 مساوی $\frac{12}{11} \text{ ton}$ بوده و برش ستون C_2 معادل $\frac{8 \times 12}{11} \text{ ton}$ خواهد بود.



شکل ۱-۶۴- دیاگرام برش ستونها

همچنین دیاگرام ممان در ستونها به صورت زیر است.



شکل ۱-۶۵- دیاگرام ممان ستونها

ممان بیشینه در ستونهای C_1 ، C_3 و C_4 معادل $\frac{12}{11} \times \frac{h}{2} ton.m$ و همچنین ممان بیشینه در ستون C_2 مساوی $\frac{8 \times 12}{11} \times \frac{h}{4} ton.m$ می باشد

در اینجا برای سهولت در بحث، انواع ستون کوتاه به صورت زیر دسته بندی می گردد:

الف- ستون کنار دیوار کوتاه (نوع ۱)

ب- قسمتی از ستون که در تقابل با دیوار پرکننده با دیوار در تماس است (نوع ۲).

ج- ستون دارای نیروی متمکز در قسمت میانی مانند نیم طبقه و یا راه پله (نوع ۳)

یکی از راههای جلوگیری از شکست ستون کوتاه این است که در قسمت های کناری بازشوها و در بر ستون، دیوار آجری امتداد یابد یا به عبارتی طول بازشو کاهش پیدا کند. اگر هر دو طرف ستون کوتاه توسط دیوار مهار شود تا حد زیادی جلو

شکست ستون کوتاه گرفته می‌شود. اما اگر طول این دیوارها کافی نبوده یا مطابق شکل (۱-۶۶) فقط دیوار در یک طرف ستون تا بالا امتداد یابد، باز هم شکست ستون کوتاه رخ خواهد داد. البته در صورت کافی نبودن دیوار محصور کننده قسمت ستون کوتاه مطابق شکل (۱-۶۷) در ستون شکست برشی ایجاد می‌شود.



شکل ۱-۶۷- شکست برشی ستون کوتاه با وجود

دیوارهای کنار بازشوها



شکل ۱-۶۶- شکست ستون کوتاه

در شکل (۱-۶۸) نماهای مختلف از شکست ستون کوتاه نشان داده شده است.



(الف)



(ب)



(ج)

شکل ۱-۶۸- شکست ستون کوتاه با وجود دیوار در یک طرف ستون کوتاه (تصویر از زوایای مختلف)

با توجه به ابعاد سطح مقطع ستون و بر حسب ارتفاع بخش ستون کوتاه، مکانیزم‌های گوناگونی برای شکست آن، ممکن می‌باشد. اگر ارتفاع ستون کوتاه، بسیار کم باشد (قابل مقایسه با ابعاد مقطع ستون)، آنگاه شکست برشی که منجر به ترک‌های قطری و یا خرد شدگی شدید بتن می‌گردد، رخ خواهد داد شکل (۱-۶۹). در صورتی که ستون، باریک باشد و یا ارتفاع دیوار زیاد نباشد، شکست ایجاد شده در ستون به صورت خمشی خواهد بود شکل (۱-۷۰). در شکل (۱-۷۱) خردشدگی بتن بر اثر نیروهای شدید برشی ملاحظه می‌شود. مودهای شکست دیوار برشی به صورت ترک‌های خمشی و یا برشی بویژه در کناره‌های بازوها می‌باشد.



شکل ۱-۷۱- خرد شدگی بتن و ترک‌های قطری



شکل ۱-۷۰- شکست خمشی ستون کوتاه



شکل ۱-۶۹- شکست برشی (قطری) ستون کوتاه

در اشکال (۱-۷۲) و (۱-۷۳) نمای یک ساختمان قبل و بعد از زلزله نشان داده شده است.



شکل ۱-۷۲- نمایی از ساختمان قبل از زلزله شکل ۱-۷۳- تخریب کامل طبقه اول در هنگام زلزله
به علت پدیده ستون کوتاه

در شکل‌های (۱-۷۴) تا (۱-۷۹) نمونه‌های مختلفی از شکست ستون کوتاه ملاحظه می‌شود.



شکل ۱-۷۴- شکست برشی ستون کوتاه (دومین مود شکست متداول سازه‌های بتنی)



شکل ۱-۷۵- شکست ستون کوتاه (زلزله نورتریج، ۱۹۹۴)



شکل ۱-۷۶- شکست ستون کوتاه



شکل ۱-۷۷- شکست ستون کوتاه



شکل ۱-۷۸- انهدام کامل ستون‌های کوتاه



شکل ۱-۷۹- شکست ستون کوتاه در طبقه زیر زمین

با دقت در شکل (۸۰-۱) مشخص می‌شود که آجر سفال توخالی نیز می‌تواند منجر به شکست ستون کوتاه گردد. همچنین به علت نیروی اندرکنشی بین دیوار و قسمتی از ستون که متصل به دیوار است، قسمت‌های بیشتری از ستون آسیب دیده است. ملاحظه می‌شود که فاصله بین خاموت‌ها زیاد بوده است.



شکل ۸۰-۱- وجود باز شو طویل باعث ایجاد تنشهای شدیدی در ستون گردیده است.

تعبیه کلاف در پیرامون دیوار در شکل (۸۱-۱) باعث تخریب شدید ستون کوتاه شده است.



شکل ۸۱-۱- نمونه‌ای از شکست ستون کوتاه

رفتار نسبتاً خوب ستون در سمت راست شکل (۸۲-۱) بیانگر این است که ساختمان از خطر فروریزش رهایی یافته است.



شکل ۱-۸۲- در این ستون اجرای جزئیات نامناسب مشاهده می شود (قلاب ۹۰ درجه بجای قلاب ۱۳۵ درجه) (Izmit, Turkey 1999).

در شکل های (۱-۸۳) و (۱-۸۴) نمونه های دیگری از شکست ستون کوتاه مشاهده می شود.



شکل ۱-۸۳- شکست ستون به علت اندرکنش با دیوار پرکننده



شکل ۱-۸۴- شکست ستون کوتاه در یک مدرسه

در ساختمان‌های مدرسه نشان داده شده در شکل‌های (۱-۸۵) و (۱-۸۶) ملاحظه می‌شود که پتانسیل شکست ستون کوتاه وجود دارد.



شکل ۱-۸۵- پتانسیل شکست ستون کوتاه در یک مدرسه



شکل ۱-۸۶- پتانسیل شکست ستون کوتاه در یک مدرسه

شکست ستون کوتاه برخی مواقع منجر به ترک‌های قطری شدیدی مطابق شکل (۸۷-۱) می‌گردد که به منظور ایجاد ایمنی موقت باید اقداماتی انجام شود.



شکل ۸۷-۱- اقداماتی برای ایمنی موقت در شکست ستون کوتاه

در تعداد قابل ملاحظه‌ای از ساختمان‌های بتنی که امروزه در شهرهای مختلف ایران ساخته می‌شود، پتانسیل شکست ستون کوتاه وجود دارد. به عنوان مثال در شکل‌های (۱-۸۸) تا (۱-۹۰) که نماهای مختلف از یک ساختمان بتنی در تهران را نشان می‌دهد، پتانسیل شکست ستون کوتاه به علت وجود بازشو و پتانسیل شکست ستون کوتاه به علت نیروی متمرکز در قمست میانی ستون مشاهده می‌شود.



شکل ۱-۸۸- ستون کوتاه به علت هندسه معماری و وجود دیوارها



شکل ۱-۸۹- پتانسیل شکست ستون کوتاه



شکل ۱-۹۰- نیروی متمرکز در قمست میانی ستون بتنی

در شکل (۱-۹۱) دهانه سمت چپ دارای دیوار آجری پرکننده و دهانه سمت راست دارای بازشو طویل می‌باشد که ستون کوتاه ایجاد کرده است. در حرکت سازه به سمت راست، ستون میانی به صورت ستون کوتاه عمل می‌کند. در حرکت سازه به سمت چپ، ستون سمت راست به صورت ستون کوتاه بوده و ستون میانی به همراه ستون سمت چپ و دیوار بین آنها تشکیل یک دهانه با دیوار پرکننده می‌دهند. به علت نیروی محوری فشاری در راستای قطر دیوار پرکننده، نیروی برشی متمرکزی در پایین ستون سمت چپ وارد شده و منجر به خرابی برشی گردیده است.



شکل ۱-۹۱- در مورد این ساختمان، دیوار آجری مقاومتر از ستونها بوده و باعث شکست برشی در ستونها گردیده است
(Adana-Ceyhan, Turkey 1998). ترکیب شکست ستون کوتاه و شکست برشی ستون

در اینجا برای تفکیک انواع ستون کوتاه، شکست راه‌پله به عنوان ستون دارای نیروی متمرکز در قسمت میانی ارائه شده است. برای حل چنین مشکلی می‌توان از خاموت با فاصله حداقل در تمام ارتفاع ستون استفاده نمود. در شکل‌های (۱-۹۲) و (۱-۹۳) نمونه‌هایی از شکست ستون راه‌پله مشاهده می‌شود.

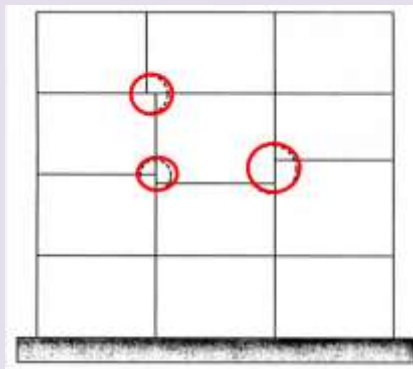


شکل ۹۲-۱- شکست ستون راه پله به عنوان نوعی ستون کوتاه



شکل ۹۳-۱- شکست ستون راه پله

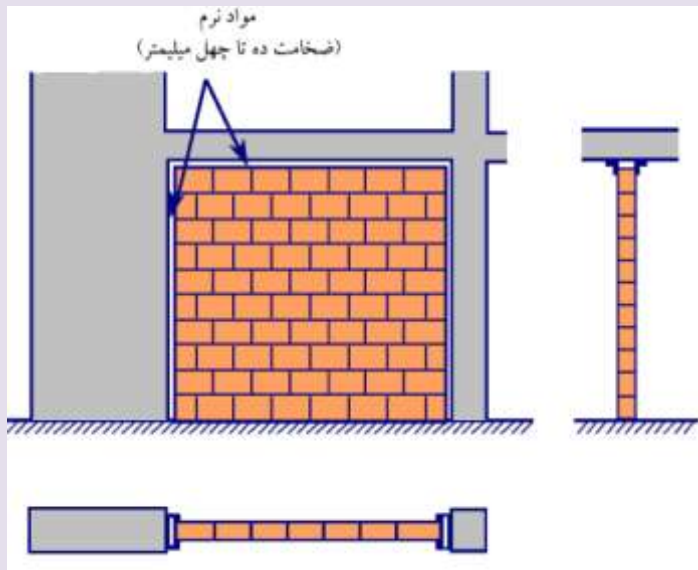
توجه شود که ستون کوتاه همواره به علت وجود دیوار کوتاه نمی‌باشد. بلکه برخی مواقع مطابق شکل (۱-۹۴)، هندسه سازه طوری است که ایجاد ستون کوتاه می‌کند.



شکل ۱-۹۴- ایجاد ستون کوتاه به علت معماری (غیر از دیوار)

۱-۱۰- جلوگیری از تقابل دیوار با قاب

به منظور جلوگیری از اندرکنش بین دیوار آجری پرکننده با قاب سازه‌ای بهتر است مطابق شکل (۱-۹۵) دیوارهای غیرسازه‌ای از سازه با استفاده از اتصالات مناسب جدا شوند. این امر به ویژه در مورد دیوارهای آجری ترد و شکننده دارای اهمیت می‌باشد. درز بین دیوارهای غیرسازه‌ای و سازه باید توسط مصالح نرم مناسبی پر شود. معمولاً پهنای درز جدایی حدود ۲۰ تا ۴۰ میلیمتر می‌باشد. مقدار مناسب پهنای درز بستگی به سختی سازه و میزان حساسیت دیوار جداکننده و سطح عملکرد مورد انتظار دارد. یک نکته مهم در اینجا توجه به شکست خارج از صفحه دیوارها می‌باشد. به منظور جلوگیری از این مود شکست می‌توان از نبشی‌هایی برای اتصال دیوار به سازه استفاده نمود. در شکل (۱-۹۶) نمونه‌ای از اجرای درز بین دیوار و قاب نشان داده شده است.



شکل ۱-۹۵- جدا کردن دیوار از قاب در صورت لزوم



شکل ۱-۹۶- فاصله بین دیوار پرکننده با قاب

بررسی شکست ستون کوتاه و راه‌های جلوگیری از آن

۲-۱- مقدمه

به منظور جدا کردن فضای ساختمان و بیرون آن معمولاً از دیوارهای با مصالح بنایی استفاده می‌شود که در داخل قاب قرار می‌گیرند. به علت استفاده زیاد از دیوارهای پرکننده در ساختمان‌های متداول، مطالعه اثر دیوار پرکننده بر رفتار سازه در هنگام زلزله یک موضوع کاربردی و مهم

می‌باشد.

می‌توان گفت که طراحی قاب‌های مرکب، نسبتاً پیچیده می‌باشد. هرچند وجود دیوار پرکننده باعث افزایش سختی کل سازه می‌شود، اما این اثر همواره جنبه مثبت ندارد. این تغییر در سختی سازه باعث تغییرات قابل ملاحظه‌ای در رفتار آن می‌شود. اگر نحوه قرار گرفتن دیوارهای پرکننده در پلان سازه بطور نامتقارن باشد، می‌تواند منجر به تغییر در مرکز سختی شده و نیروهای پیچشی را افزایش دهد. همچنین پراکندگی نامنظم دیوارهای پرکننده در ارتفاع سازه می‌تواند باعث اختلاف قابل ملاحظه در سختی طبقات گوناگون گردیده و رفتار سازه را بسیار نامطلوب نماید. یک حالت نامناسب دیگر، دیوارهای کوتاه بوده که تا قسمتی از ارتفاع طبقه ادامه یافته‌اند. در این صورت قسمتی از ستون که مجاور دیوار است، تقریباً بطور یکپارچه با دیوار عمل نموده و ارتفاع ستون کاهش می‌یابد، در نتیجه سختی ستون بسیار افزایش می‌یابد. به تناسب این افزایش سختی، ستون متحمل نیروهای شدیدتری می‌شود.

به منظور مدلسازی ساده دیوار دیوار پرکننده از ایده میله معادل استفاده شده است [۱]. پاولی و پرستلی روش ساده‌ای برای طرح لرزه‌ای دیوار آجری ارائه داده‌اند [۲]. یک بررسی منسجم در زمینه مدلسازی و طراحی دیوارهای پرکننده توسط صانعی‌نژاد و هویز انجام شده است [۳]. آیین‌نامه‌های مختلفی به مسأله ستون کوتاه و راه‌های حل آن توجه ویژه‌ای داشته‌اند

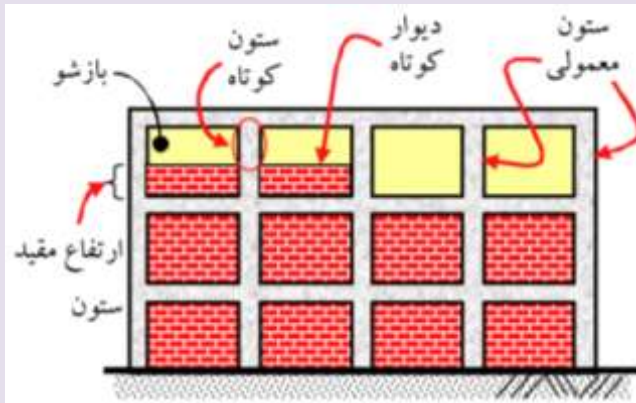
[۴-۶]. ارزیابی محاسباتی شکست ستون کوتاه در هنگام زلزله و تأثیر وجود دیوار پرکننده آجری با استفاده از تحلیلهای دینامیکی غیرخطی انجام شده است [۶ و ۷]. پدیده مشابه ستون کوتاه برای سازه‌های بتنی در مورد سازه‌های آجری نیز اتفاق می‌افتد. دیوار بین دو باز شو که دارای ارتفاعی برابر باز شو می‌باشد، به علت سختی زیاد، برش قابل ملاحظه‌ای دریافت نموده و تحت برش دچار ترک قطری می‌گردد [۹]. برای حل مشکل ستون کوتاه در سازه‌های آجری، یک راه مناسب عبارتست از پر نمودن برخی از باز شوها. یک نکته مهم در خصوص شکست برشی ستون کوتاه این است که چنین نوع شکستی در سازه‌های فولادی رخ نمی‌دهد. زیرا مود شکست برشی در سازه فولادی بسیار شکل پذیر می‌باشد. اصولاً ایده بادبندی خارج از مرکز نیز بر اساس همین اصل استوار می‌باشد [۱۰ و ۱۱].

۲-۲- ستون کوتاه

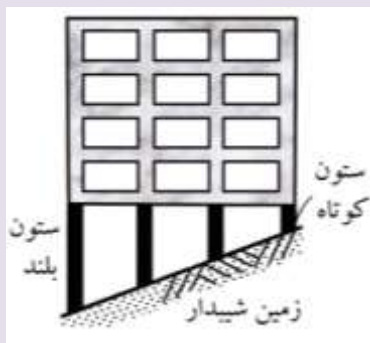
حالت‌های مختلفی ممکن است به پدیده ستون کوتاه منجر گردد:

- وجود باز شو در طول دیوار پرکننده مطابق شکل (۱-۲)

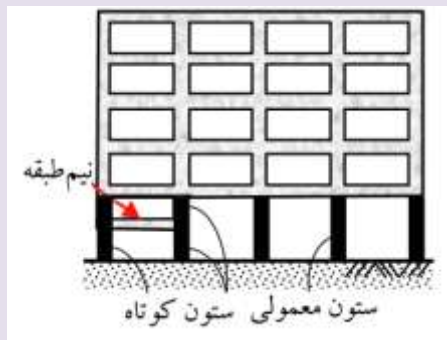
- وجود نیم طبقه مطابق شکل (۲-۲-الف). این حالت در صورتی منجر به شکست ستون کوتاه می‌شود که نیم طبقه دارای جرم باشد.
- اختلاف ارتفاع ستونهای طبقه پائین به علت شیب زمین مطابق شکل (۲-۲-ب)
- عمیق بودن تیر به علت ملاحظات معماری مطابق شکل (۲-۳)



شکل ۱-۲- ستون کوتاه به علت وجود بازشو

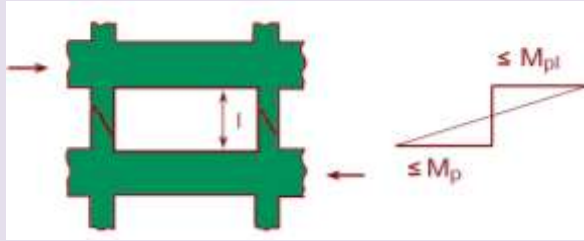


(ب)



(الف)

شکل ۲-۲- ساختمانهای دارای ستون کوتاه

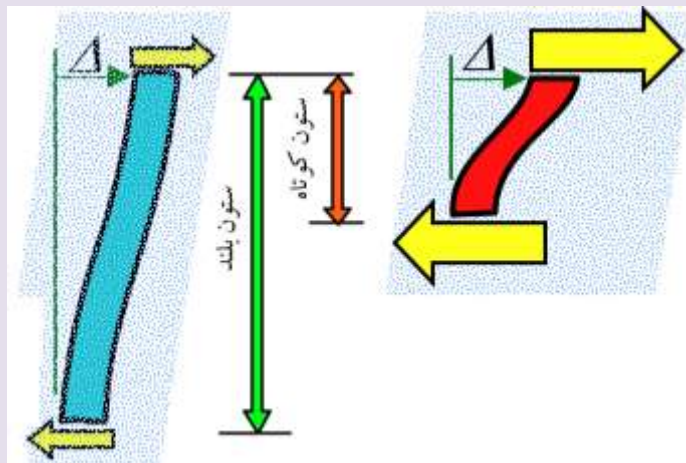


شکل ۲-۳- تغییرات شدید لنگر خمشی با بیشینه ممان کمتر از لنگر پلاستیک

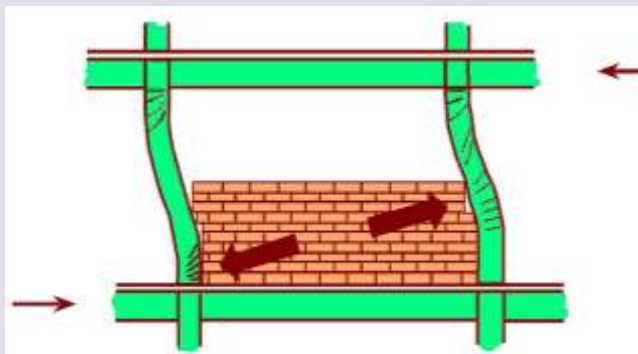
در ارتفاع کوتاه ستون با برش ثابت

در شکل (۲-۴) دو حالت ستون کوتاه و ستون معمولی نشان داده شده است. در یک تغییر شکل یکسان Δ مقدار نیروی وارده به ستون کوتاه چندین برابر ستون معمولی می‌باشد. به علت افزایش سختی در ستون کوتاه در مقایسه با ستون بلند، نیروی جانبی بسیار بیشتری را جذب می‌نماید. این حالت در شکل (۲-۴) نشان داده شده است. در شکل (۲-۵) عملکرد دیوار کوتاه به صورت تحمل فشار قطری ملاحظه می‌گردد. در شکل (۲-۳) دیاگرام لنگر خمشی در ارتفاع ستون کوتاه

ملاحظه می گردد. لنگر دارای گرادیان شدید می باشد ولی مقادیر لنگر بیشینه از ظرفیت لنگر پلاستیک ستون M_{pl} کمتر بوده و در نتیجه شکست برشی رخ می دهد.



شکل ۲-۴- افزایش نیروی جذب شده توسط ستون کوتاه



شکل ۲-۵- عملکرد دیوار کوتاه به صورت عضو فشاری

۲-۳- شکست برشی فولاد

در قاب دارای بادبندی خارج از مرکز مطابق شکل (۲-۶) نیروی محوری عضو بادبند به صورت برش و خمش در تیر بند به ستون منتقل می‌شود. رفتار این نوع بادبند شدیداً وابسته به طول تیر بند می‌باشد. به عبارتی دیگر هرچه تیر بند کوتاه‌تر باشد رفتار برشی در مقایسه با خمشی در این عضو بیشتر می‌شود. در صورتی که طول تیر بند از مقدار b^* کمتر باشد آنگاه رفتار برشی غالب خواهد بود و به آن تیر بند برشی می‌گویند. در صورتی که طول تیر بند از مقدار b^* بیشتر باشد آنگاه رفتار به صورت اندرکنش خمش و برش می‌باشد. در صورتی که طول تیر بند زیاد باشد آنگاه رفتار به صورت خمشی درآمده و در دو انتهای تیر بند مفصل پلاستیک خمشی به وجود می‌آید. در این صورت به آن تیر بند خمشی می‌گویند. در تیر بند خمشی با تغییر کوچک در ممان، مقدار برش تغییر زیادی می‌کند. برعکس در تیر بند برشی اصولاً مقاومت برشی در محدوده وسیعی از ممان، مقدار ثابتی می‌باشد. براساس نتایج حاصل از آزمایش‌های پوپوف و همکاران در خصوص رفتار لرزه‌ای تیر بند در بادبندهای خارج از مرکز، می‌توان نتایج کلی زیر را مطرح نمود [۱۰ و ۱۱]:

- مکانیزم برش غیرالاستیک در مقایسه با مکانیزم کمانش جان، باعث اتلاف انرژی بسیار بیشتری می‌شود.

- وجود سخت کننده‌های جان باعث انتقال مکانیزم کمانش جان به مکانیزم تسلیم برشی می‌شود. این امر باعث کاهش اثرات زوال مقاومت و افزایش مقاومت باربری و جذب انرژی می‌گردد (شکل ۲-۷).

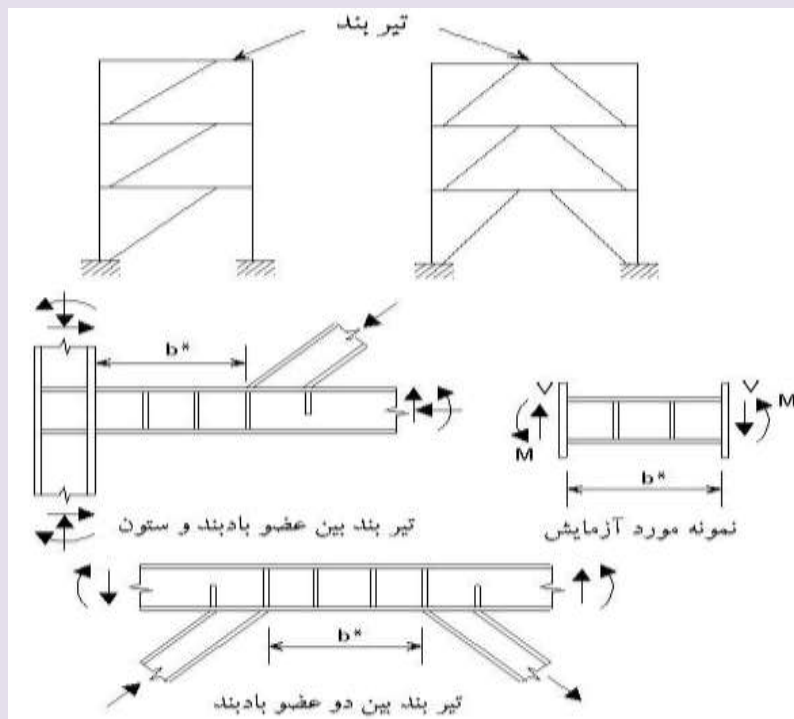
۲-۴- مباحث تحلیلی

۲-۴-۱- طیف پاسخ

در حالت ستون کوتاه سختی ستون حدود ۴ تا ۲۰ برابر افزایش می‌یابد. در مورد یک سازه که تعداد زیادی از ستونهای آن حالت ستون کوتاه شده باشند، افزایش سختی باعث کاهش پریود طبیعی اصلی T_n می‌گردد. بر حسب خصوصیات زلزله و میزان پریود سازه، بر اثر کاهش پریود اصلی ساختمان ممکن است دو حالت مختلف رخ دهد. این دو حالت در شکل (۲-۸) ملاحظه

می‌گردد. T_{bf} پریود سازه بدون در نظر گرفتن اثرات دیوارهای پرکننده کم ارتفاع بوده و پریود T_{if} مربوط به حالتی است که سختی ستونهای کوتاه در محاسبه پریود سازه لحاظ شده است. برای زلزله A مقدار نیروی وارده افزایش یافته و در مورد

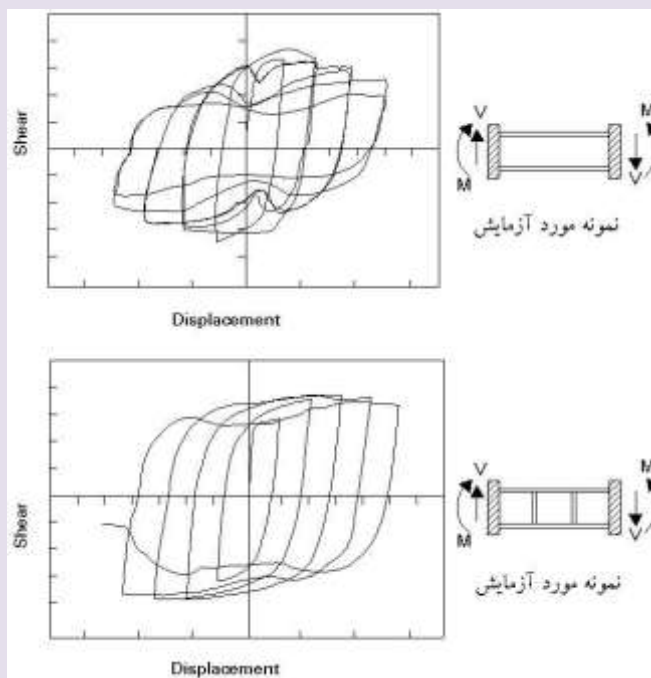
زلزله B این نیرو تقلیل یافته است. علاوه بر این باید به منظور بررسی مکانیزم شکست در ستونهای کوتاه توزیع نیروهای جدید (افزایش یافته در زلزله A و یا کاهش یافته در زلزله B) را بین ستونهای معمولی و کوتاه بررسی نمود.



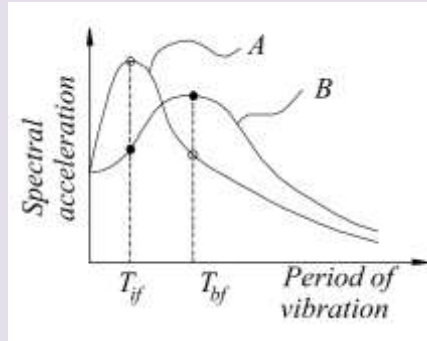
شکل ۲-۶- اتصال تیر و بادبند در سیستم خارج از مرکز

(M_p^* : مقاومت ممان پلاستیک تیر که به علت اثر برش، کاهش یافته است.

$$V_p^*: \text{مقاومت برش پلاستیک تیر، } (b^* = \frac{2M_p^*}{V_p^*})$$



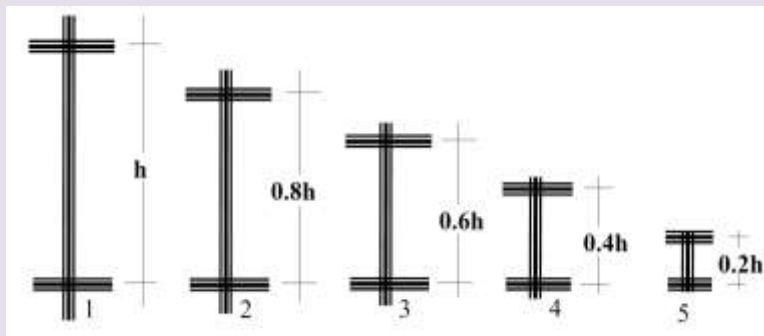
شکل ۲-۷- رفتار چرخه‌ای تیر بند در دو حالت با و بدون سخت کننده جان



شکل ۲-۸- حالت‌های ممکن طیف پاسخ با اثر دیوار پرکننده

۲-۴-۲- بررسی تغییرات سختی

در شکل (۹-۲) ستون بلند و ارتفاع‌های مختلفی از ستون کوتاه در نظر گرفته شده است. سختی و نیروی برشی ستونهای کوتاه در جدول (۱-۲) ارائه شده است.



شکل ۹-۲- حالت‌های متفاوت ارتفاع ستون

جدول ۱-۲- مقایسه نیروی برشی و نسبت نیروی ستون کوتاه به ستون معمولی

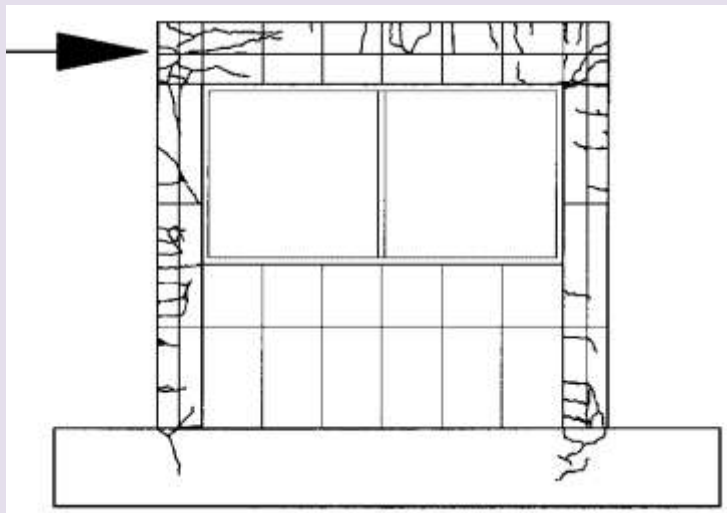
No	h (Effective height of column)	Shear force (E: elastic modulus I: moment of inertia)	Ratio (Q_1/Q_i)
1	h	$Q_1 = \frac{12EI}{h^3}$	1,000
2	0.8h	$Q_2 = \frac{23,44EI}{h^3}$	1,953
3	0.6h	$Q_3 = \frac{88,88EI}{h^3}$	4,629
4	0.4h	$Q_4 = \frac{187,50EI}{h^3}$	15,625
5	0.2h	$Q_5 = \frac{1500EI}{h^3}$	125,000

همچنانکه در جدول (۲-۱) مشاهده می‌شود با کم شدن ارتفاع ستون کوتاه، مقدار سختی آن به شدت افزایش یافته و نیروی برشی جذب شده افزایش می‌یابد. به عنوان مثال اگر ارتفاع ستون کوتاه برابر ۴۰٪ ارتفاع طبقه باشد، سختی ستون بیش از ۱۵ برابر افزایش می‌یابد.

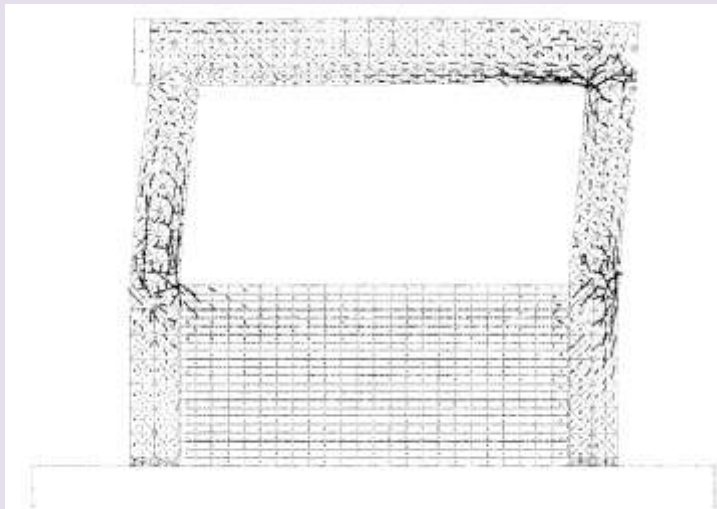
در شکل (۲-۱۰) یک مدل آزمایشگاهی از ستون کوتاه نشان داده شده است. در شکل‌های (۲-۱۱) و (۲-۱۲) به ترتیب توزیع ترکها در مدل آزمایشگاهی و مدل المان محدودی نشان داده شده است. انجام چنین آزمایشاتی علاوه بر تأیید مکانیزم شکست در زلزله‌های واقعی، به منظور بررسی اثر روش‌های حل مشکل ستون کوتاه نیز کاربرد دارد.



شکل ۲-۱۰- مدل آزمایشگاهی ستون کوتاه



شکل ۲-۱۱- توزیع ترکها در مدل آزمایشگاهی ستون کوتاه



شکل ۲-۱۲- توزیع ترکها در مدل المان محدودی ستون کوتاه

۲-۴-۳- نسبت خمشی و برش در ستون کوتاه

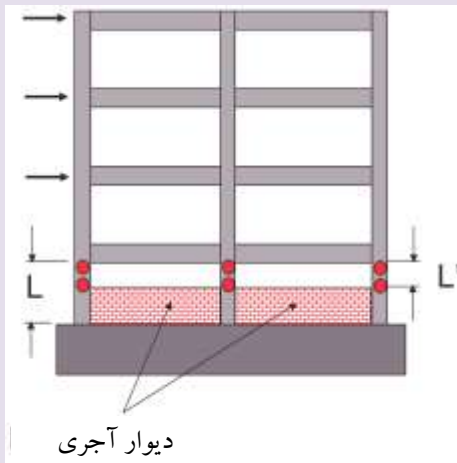
یک نکته کلیدی در ستون کوتاه این است که با کوتاه شدن ستون، مکانیزم شکست از مود خمشی به مود برشی انتقال می‌یابد. این تغییر مکانیزم شکست، بسیار نامطلوب است. در شکل (۲-۱۳) موقعیت مفاصل پلاستیک در ستون کوتاه نشان داده شده است. هنگامیکه ستون معمولی به ارتفاع L طراحی می‌شود، نیروی برشی طرح (V_{design}) طوری انتخاب می‌شود که مطمئن شویم شکست خمشی رخ می‌دهد. بدین ترتیب اگر ظرفیت خمشی مقطع ستون برابر M_p باشد، برش طراحی در ستون معمولی باید از مقدار زیر بیشتر باشد:

$$V_{design} = \frac{2M_p}{L}$$

در حالیکه به علت کوتاه شدن ستون (L') مقدار برش واقعی متناظر با مفصل پلاستیک خمشی برابر است با:

$$V_{actual} = \frac{2M_p}{L'}$$

این مقدار از V_{design} بیشتر بوده در نتیجه مود شکست برشی رخ می دهد.



شکل ۲-۱۳- مفصل پلاستیک و ارتفاع ستون معمولی و کوتاه

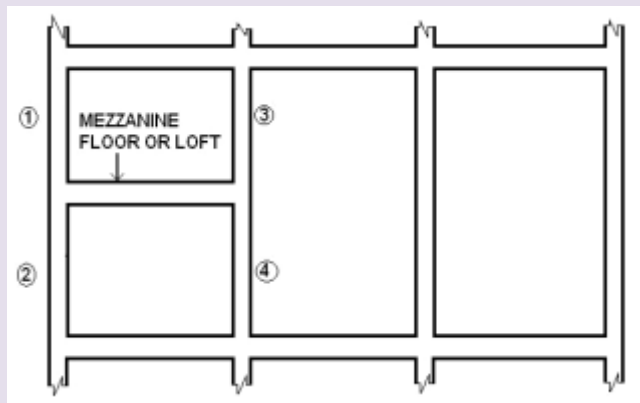
۲-۴-۴- انواع ستون کوتاه

در اینجا تعاریف متفاوت ستون کوتاه ارائه می شود. بر حسب تعریف، سه حالت ستون کوتاه وجود دارد:

الف) ستون کوتاه به علت وجود دیوار کوتاه در قاب، شکل (۱-۲).

ب) ستون کوتاه به علت وجود نیم طبقه، شکل (۲-۱۴). راه پله نیز جزء همین حالت می باشد.

ج) قسمت تماسی بین دیوار پرکننده و ستون معمولی نیز به عنوان ستون کوتاه می باشد.



شکل ۲-۱۴- سختی زیاد ستون‌های نیم طبقه (دوبلکس)

در شکل (۲-۱۴) ستون‌های (۱)، (۲)، (۳) و (۴) دارای سختی زیادی بوده و نیروهای زیادی را در زلزله جذب می‌کنند. در فصل اول مودهای شکست مربوط به هر سه نوع ستون کوتاه تعریف شده در بالا ارائه شده است.

۲-۴-۵- بررسی مکانیزم شکست خمشی و برشی

در شکل (۲-۱۵) منحنی نیرو- تغییر مکان برای دو حالت ستون کوتاه و بلند نشان داده شده است. V_{cap}^b ظرفیت مقاومت جانبی ستون در شکست خمشی، V_{cap}^{sh} ظرفیت مقاومت جانبی ستون (کوتاه) در شکست برشی، Δ_{cap}^b ظرفیت تغییر مکان جانبی ستون در شکست خمشی، Δ_{cap}^{sh} ظرفیت تغییر مکان جانبی ستون (کوتاه) در شکست برشی، Δ_y^b تغییر مکان تسلیم در مود رفتار خمشی و Δ_y^{sh} تغییر مکان تسلیم در مود رفتار برشی می باشد. با تعریف نسبت شکل پذیری به صورت:

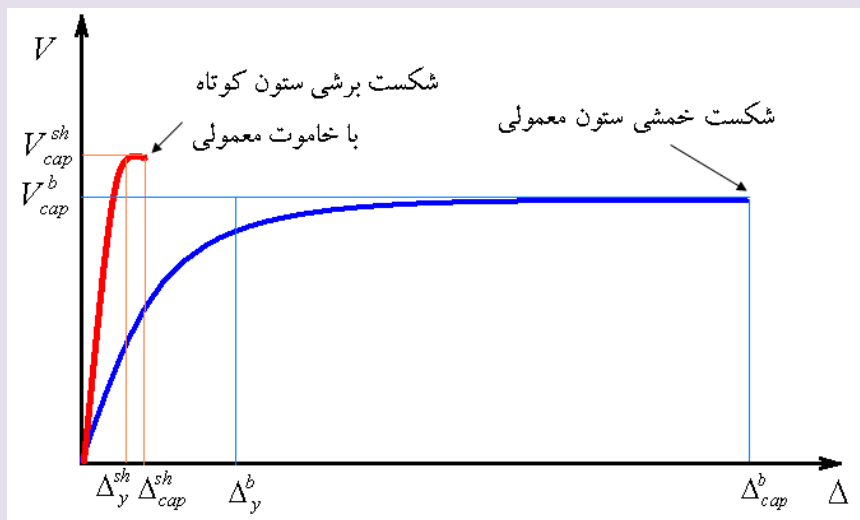
$$\mu^b = \frac{\Delta_{cap}^b}{\Delta_y^b} \quad \mu^{sh} = \frac{\Delta_{cap}^{sh}}{\Delta_y^{sh}} \quad (۲-۱)$$

ملاحظه می شود که این نسبت در حالت شکست خمشی در مقایسه با شکست برشی بیشتر می باشد. به طور تقریبی می توان گفت:

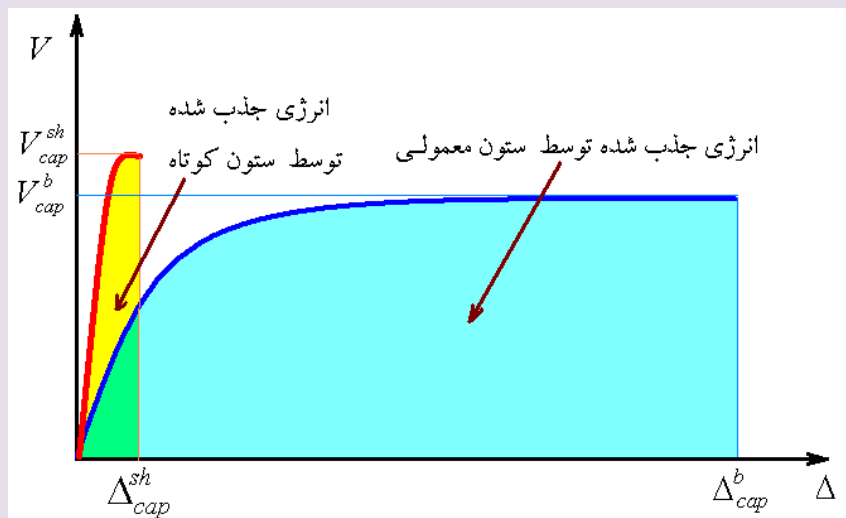
$$2 \leq \mu^b \leq 6$$

$$1 \leq \mu^{sh} \leq 2$$

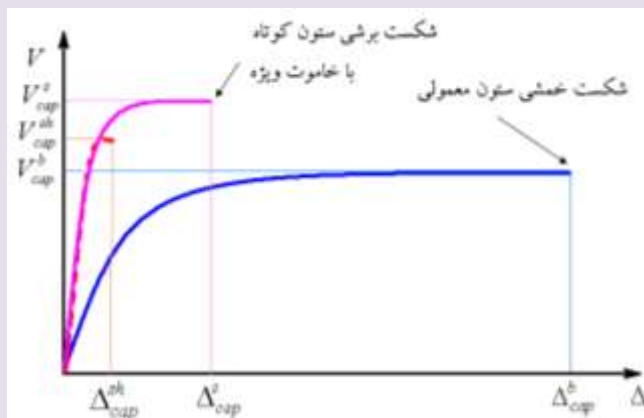
مطابق شکل (۲-۱۶) مشاهده می‌شود که قابلیت جذب انرژی ستون کوتاه در مقایسه با ستون بلند، بسیار کمتر می‌باشد. در صورتی که از خاموت ویژه با فاصله حداقل بین خاموتها استفاده گردد، باز هم شکست برشی رخ خواهد داد ولی شکل-پذیری ستون در این مود شکست افزایش می‌یابد، (شکل ۲-۱۷). در شکل (۲-۱۷) Δ_{cap}^s و V_{cap}^s به ترتیب ظرفیت تغییر شکل و مقاومت برشی در حالت ستون کوتاه دارای خاموت ویژه می‌باشد. همچنین جذب انرژی آن افزایش می‌یابد (شکل ۲-۱۸). مقایسه رابطه نیرو- تغییر مکان برای ستون کوتاه و ستون بلند و حالتی که دیوار پرکننده بطور کامل اجرا شده و هیچ بازشوی ندارد، در شکل (۲-۱۹) نشان داده شده است. در صورتی که ستون به صورت فولادی باشد، شکست ستون کوتاه که در مود برشی رخ دهد نه تنها خلی در رفتار ستون ایجاد نمی‌کند بلکه مطابق شکل (۲-۲۰) مقاومت و شکل‌پذیری را نیز افزایش می‌دهد.



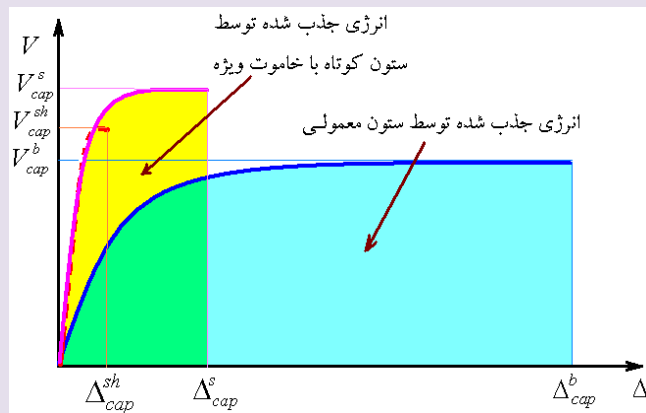
شکل ۲-۱۵- منحنی نیرو- تغییر مکان برای ستون بلند و ستون کوتاه با خاموت معمولی



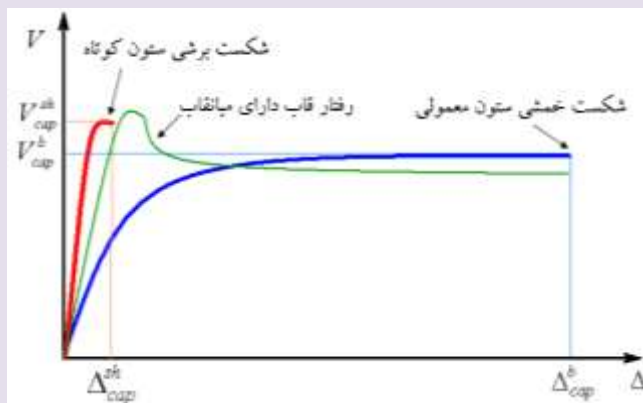
شکل ۲-۱۶- انرژی جذب شده برای ستون بلند و ستون کوتاه با خاموت معمولی



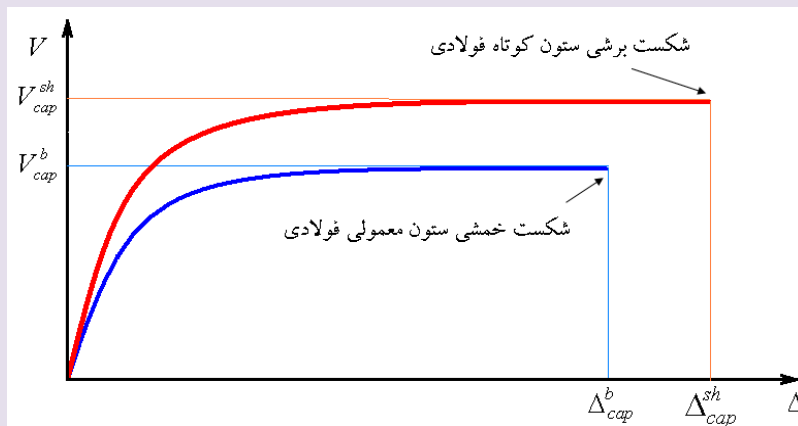
شکل ۲-۱۷- منحنی نیرو- تغییر مکان برای ستون بلند و ستون کوتاه با خاموت ویژه



شکل ۲-۱۸- انرژی جذب شده برای ستون بلند و ستون کوتاه با خاموت ویژه



شکل ۲-۱۹- مقایسه رفتار ستون کوتاه با دو حالت دیوار پرکننده کامل و قاب خالی



شکل ۲-۲۰- مقایسه شکست برشی و خمشی در ستون فولادی

۲-۵- اثر غیر مستقیم خاموت عرضی در پدیده ستون کوتاه

برای مقاطع مستطیل شکل که تحت خمشی یک محوره باشند، نسبت بیشینه تنش محوری به $(\sigma_{x,max} = \frac{M}{W})$ به تنش برشی بیشینه $(\tau_{xy,max} = 1.5 V / A)$ به صورت زیر می باشد:

$$\frac{\sigma_{x,max}}{\tau_{xy,max}} = 4 \frac{M}{Vh} \quad (2-2)$$

بنابراین هر چه نسبت دهانه برشی (M/Vh) کمتر باشد، تنش های برشی نسبت به تنش های نرمال خمشی، دارای اهمیت بیشتری می شوند. در صورتی که دیاگرام ممان خمشی تقریباً به صورت خطی باشد، دهانه برشی M/V برابر است با فاصله a از سطح مقطع ممان خمشی بیشینه تا نقطه عطف $(M=0)$. در اغلب موارد محل ممان خمشی بیشینه، نقاط انتهایی طول عضو بوده که فاصله h دارند، در این صورت عضو را می توان به صورت تیر برنولی در نظر گرفت. بنابراین اگر در اعضای تحت خمشی یک محوری با نسبت دهانه برشی M/Vh کمتر از ۲، میدان تنش خطی الاستیک، به صورت ۲ بعدی بوده و می توان با استفاده از تئوری الاستیسیته ۲ بعدی (نه با تئوری تیر) تحلیل نمود.

اکنون عضو بتن مسلح را تحت خمشی یک محوره به همراه نیروهای محوری و برش با نسبت دهانه برشی بین ۲ تا ۲/۵ در نظر می گیریم. مطابق شکل (۲-۲۱) از روش معروف مکانیزم خرابایی استفاده می کنیم. در حالت عدم وجود نیروی محوری

($N=0$)، $\theta = 45^\circ$ می باشد. مطابق شکل (۲-۲۱) هر میلگرد فولادی تحت کششی معادل $\frac{M}{z} - \frac{N}{2}$ بوده و میله مورب

تحت فشار $V / \sin \theta$ قرار ثابت

می باشد. اکنون می توان نوشت:

$$\tan \theta = \frac{z}{l} = \frac{Vz}{2M}$$

مقدار $\tan \theta$ با کاهش نسبت دهانه برشی، افزایش می یابد. مطابق این مدل استاتیکی معین، مقاومت نهایی در یکی از دو حالت زیر رخ می دهد:

الف) شکست فشاری و ترد میله مورب

ب) تسلیم کششی فولاد

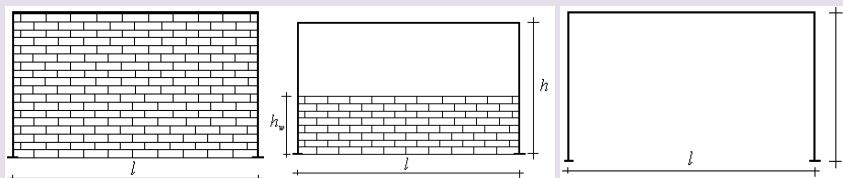
شکل ۲-۲۱- مدل ساده میله‌ای برای المان کوتاه

در نسبت‌های ابعادی که در این جا مورد بحث می‌باشد، مود دوم معمولاً رخ نمی‌دهد. همچنین رفت و برگشتی بودن بار زلزله باعث ایجاد ترک‌هایی در راستای هر دو قطر می‌شود. این امر باعث کاهش مقاومت فشاری میله فشاری مورب شده و خرابی را تسریع می‌کند. بر اساس این روش ساده مقدار فولاد طولی و خاموت عرضی تأثیری بر رخداد شکست میله مورب فشاری و مقاومت آن ندارد. خاموت عرضی به صورت غیرمستقیم بر رفتار عضو اثر می‌گذارد. بدین صورت که باعث افزایش محصوریت بتن شده و این امر منجر به افزایش مقاومت فشاری بتن می‌گردد. در نتیجه میله مورب مقاومت لهیدگی بیشتری می‌یابد. در حقیقت وجود خاموت عرضی، جابه‌جایی شکست را افزایش داده و باعث جذب انرژی زیاد می‌شود.

۲-۶- تحلیل عددی شکست ستون کوتاه

یک ساختمان یک طبقه و یک دهانه مطابق شکل (۲-۲۲) در نظر گرفته شده و مورد تحلیل دینامیکی غیرخطی قرار گرفته است. ارتفاع سازه مورد نظر ۳ متر و طول دهانه برابر ۵ متر می‌باشد. پارامترهای گوناگونی بر رفتار لرزه‌ای سازه دارای قاب مرکب تأثیر دارند. در ادامه تأثیر وجود دیوار پرکننده و پدیده ستون کوتاه مورد بررسی قرار می‌گیرد. همچنین رکورد مورد استفاده، مربوط به زلزله طبس با شتاب بیشینه $0.35g$ می‌باشد. در انجام تحلیلهای دینامیکی غیرخطی از نرم‌افزار *IDARC* استفاده شده است [۱۲].

مطابق شکل (۲-۲۳) می‌توان میله‌ای به ضخامت دیوار و پهنای مؤثر a در نظر گرفت. یک راه مناسب برای مدلسازی اثر دیوار کوتاه در بررسی پدیده ستون کوتاه، استفاده از ایده میله معادل برای دیوار کوتاه می‌باشد.

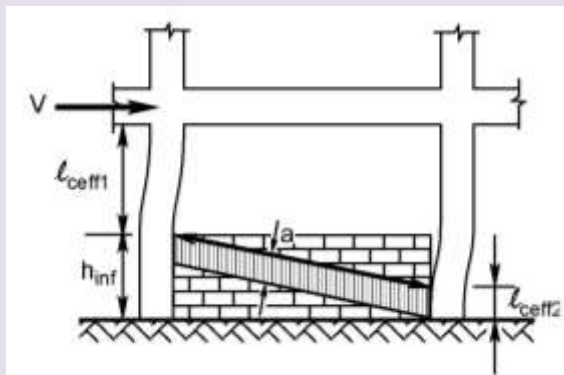


(الف)

(ب)

(ج)

شکل ۲-۲۲- سازه مورد بررسی: (الف) قاب، (ب) قاب دارای دیوار پرکننده و (ج) دیوار کوتاه



شکل ۲-۲۳- مدل میله معادل برای دیوار پرکننده کوتاه

در شکل (۲-۲۴) تاریخچه زمانی جابجایی برای قاب خالی، قاب دارای دیوار پرکننده و حالتی که ارتفاع دیوار نصف ارتفاع طبقه باشد، داده شده است. ملاحظه می شود که رفتار سازه در حالت وجود دیوار پرکننده کامل، با دو حالت دیگر به طور واضح متفاوت است.

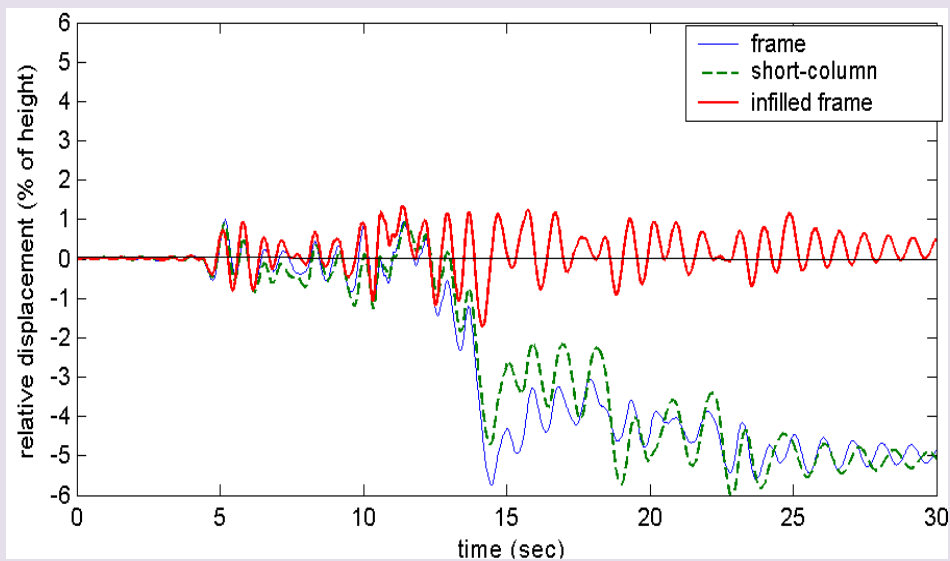
۲-۲- راههای جلوگیری از شکست ستون کوتاه

- جدا کردن دیوار از ستون مطابق شکل (۲-۲۵). این فاصله باید توسط مصالح نرم پر شده و تمهیداتی نیز برای جلوگیری از شکست خارج از صفحه دیوار اندیشیده شود. در شکل (۲-۲۶) ساختمانی که دیوار آن از ستون جدا بوده است پس از زلزله مشاهدۀ می شود. هیچ آسیبی به ستون ها وارد نشده است.

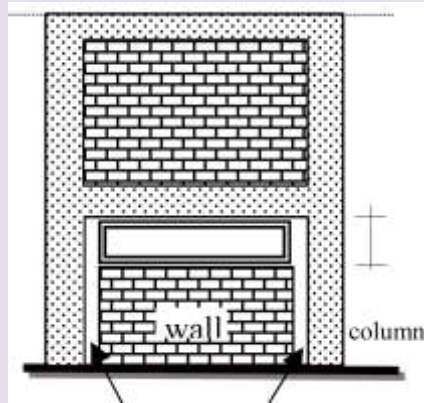
- تغییر مکانیزم باربری جانبی از خمشی به محوری با افزایش بادبند یا پر کردن بازشو مطابق شکل (۲-۲۷).

- پر کردن بازشو موجود برای سازه‌های بنایی (شکل ۲-۲۸).

- اجرای حداقل فاصله بین خاموتها مطابق شکل (۲-۲۹) در تمام ارتفاع ستون.



شکل ۲-۲۴- تاریخچه جابجایی طبقه برای سه حالت قاب، قاب مرکب و دیوار کوتاه

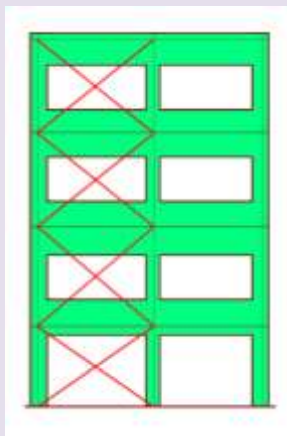


شکل ۲-۲۵- ایجاد فاصله بین ستون و دیوار

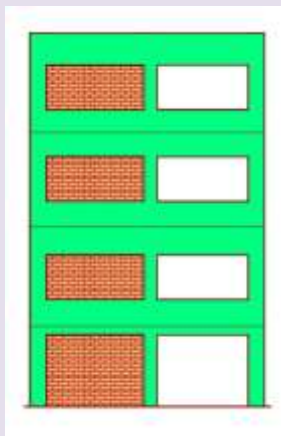
در شکل (۲-۲۶) عدم شکست ستون کوتاه در یک مدرسه به دلیل وجود ماده نرم بین دیوار و قاب نشان داده شده است.



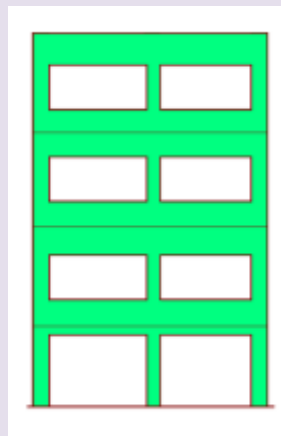
شکل ۲-۲۶- عدم شکست ستون کوتاه در یک مدرسه به دلیل وجود ماده نرم بین دیوار و قاب



(ج)



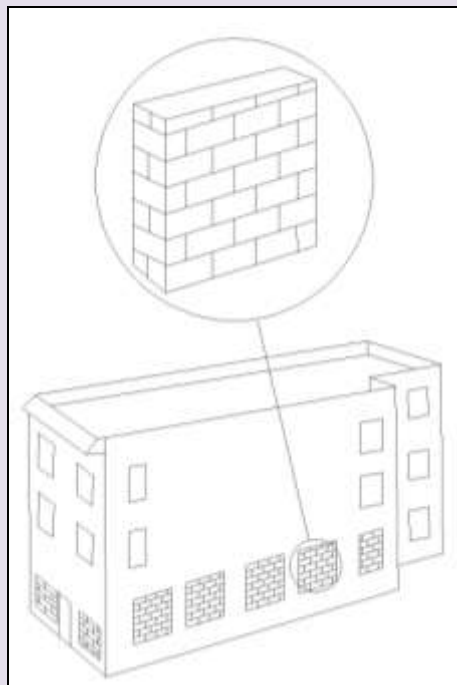
(ب)



(الف)

شکل ۲-۲۷- تغییر مکانیزم باربری جانبی از خمشی (الف) به محوری با استفاده از دیوار (ب) یا بادبند (ج)

یک نکته مهم در خصوص روشهای پوشش فولادی، پوشش بتنی و الیاف کربن در جلوگیری از شکست ستون کوتاه این است که این روشها برای حل مشکل ستون کوتاه مناسب نمی‌باشند، زیرا اولاً باعث افزایش سختی ستون شده و ثانیاً میزان افزایش مقاومت در مقایسه با مقاومت نیاز، ناچیز می‌باشد. در مورد سازه‌هایی که در دست طراحی و اجرا می‌باشند باید از همان ابتدا تمهیداتی به منظور جلوگیری از شکست ستون کوتاه اندیشیده شود. در صورتی که از نظر معماری نمی‌توان از آن جلوگیری نمود، باید در فرایند طراحی سازه، طرح ستون کوتاه لحاظ گردد.



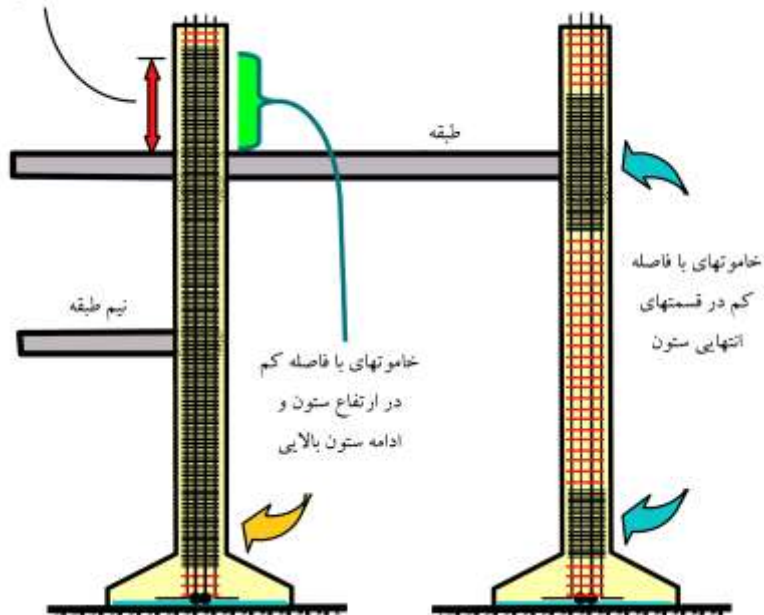
شکل ۲-۲۸- پر کردن بازشو در سازه آجری

۲-۸- بررسی آیین نامه‌ها

۲-۸-۱- آیین نامه هند

در آیین‌نامه‌های کشورهای مختلف راه‌هایی برای جلوگیری از شکست ستون کوتاه پیشنهاد شده است به عنوان مثال استاندارد هندی IS-13920-1993 آرماتوربندی ویژه‌ای را برای ستون کوتاه ارائه کرده است. در شکل (۲-۲۹) این آرماتوربندی و تسلیح نشان داده شده است.

طول دارای خاموت ویژه
(وابسته به قطر میلگرد طولی)



ستون معمولی

ستون کوتاه

شکل ۲-۲۹- تسلیح مورد نیاز برای ستون کوتاه

۲-۸-۲- آیین نامه ترکیه

در صورتی که ایجاد ستون کوتاه، اجتناب ناپذیر باشد، نیروی برشی آن را برای تعیین میزان خاموت باید از رابطه زیر تعیین نمود:

$$V_e = (M_a + M_u) / l_n \quad (۲-۳)$$

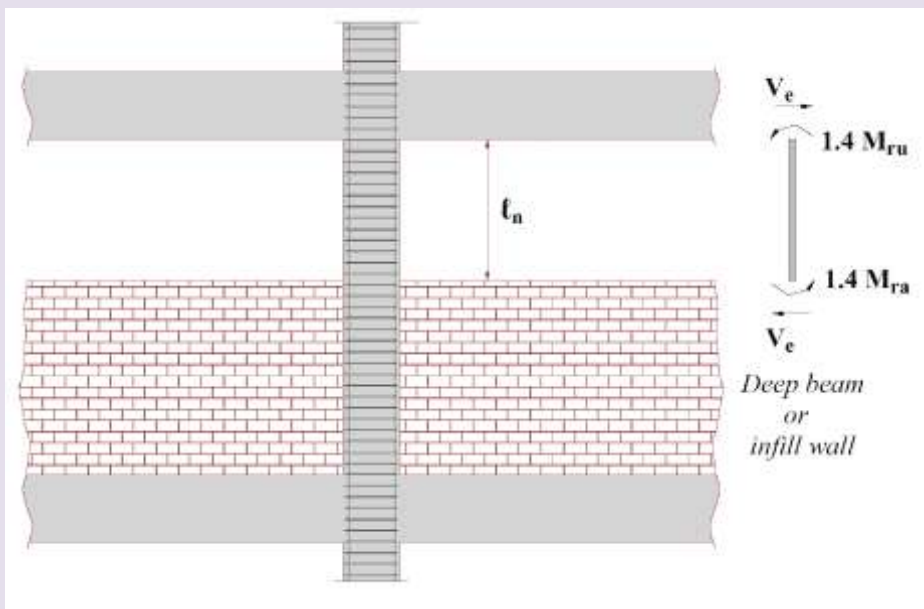
M_a ممان قسمت پایینی ستون، M_u ممان قسمت بالایی ستون و l_n ارتفاع ستون کوتاه می باشد.

ممانهای معادله فوق مربوط به قسمت های بالایی و پائینی ستون کوتاه می باشد:

$$M_u \cong 1.4M_{ru} \quad M_a \cong 1.4M_{ra} \quad (۲-۴)$$

M_{ra} مقاومت نهایی ممان در قسمت پایین ستون و M_{ru} مقاومت نهایی ممان در قسمت بالای ستون با در نظر گرفتن f_{cd} و f_{yd} می‌باشد. f_{cd} مقاومت فشاری برای طراحی ستون و f_{yd} مقاومت تسلیم فولاد طولی می‌باشد.

حداقل الزامات خاموت عرضی و شرایط چیدمان آن مطابق بند «۱-۴-۳-۷» از استاندارد ترکیه برای نواحی محصور شده ستون باید در طول ستون اجرا گردد. همچنین خاموت عرضی در ارتفاع ستون بین دیوارها نیز ادامه می‌یابد. در شکل (۲-۳۰) مشخصات مربوطه نشان داده شده است.



شکل ۲-۳۰- ممانهای طراحی و خاموت بندی مناسب

- [2-1] Stafford-Smith B, Carter C. 1969. A method of analysis for infilled frames. Proceedings of the Institution of Civil Engineers 44: 31-48.
- [2-2] Paulay T, Priestley MJN. 1992. Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. John Wiley & Sons, NY.
- [2-3] Saneinejad, A., and Hobbs, B., "Inelastic Design of Infilled Frames", Journal of Structural Engineering, Vol. 121, No. , 1995, pp. 63-650, April.
- [2-4] Specification for Structures to be Built in Disaster Areas, (1998) Ministry of Public Works and Settlement Government of Republic of Turkey
- [2-5] Recommendations of an NZSEE Study Group on Earthquake Risk Buildings: Assessment and Improvement of the Structural Performance of Buildings in Earthquake, 2002.
- [2-6] Indian Standards, IS:13920-1993, "Ductile Detailing of Reinforced Concrete Structures subjected to Seismic Forces Code of Practice", November 1993.

[۲ ۷] تابش پور، م. ر؛ بخشی، ع؛ "ارزیابی محاسباتی شکست ستون کوتاه در هنگام زلزله"، پژوهشنامه زلزله شناسی و

[۲۸] تابش پور، م. ر.، قناد م. ع.، بخشی، ع.، و گل افشانی ع. ا.، "اثر دیوار آجری بر رفتار لرزه‌ای قاب‌های بتنی"، اولین

کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف، اردیبهشت ۱۳۸۳.

[2-9] Tabeshpour, M. R. "Failure Modes and Seismic Strengthening Methods of Masonry Structures", Proceeding of RETCO-2006, paper No. 507, Iran.

[2-10] Popov, E. and Roeder, C. (1978) Design of Eccentrically Braced Steel Frame. AISC Engineering Journal, n.3, Page 77-81.

[2-11] Popov, E. (1980) An Update on Eccentric Seismic Bracing. AISC Engineering Journal n. 3, Page 70-71.

[2-12] Reinhorn, A. M., Kunnath S. K., and Valles-Mattox R., (1996), IDARC 2D Version 4.0: users manual. Department of Civil Engineering, State University of New York at Buffalo.

[2-13] Internet.



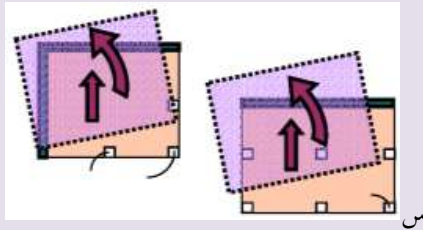
مقدمه

در این فصل به طور مختصر به بندهایی از آیین‌نامه ۲۸۰۰ که به اثر دیوار پرکننده آجری مربوط است، پرداخته می‌شود. توجه شود که اثر دیوار پرکننده آجری بر بخش عظیمی از آیین‌نامه سایه افکننده و بدون در نظر گرفتن اثر آن، برخی از طرح‌ها بطور ناخواسته دست بالا یا دست پایین می‌شوند. با استفاده از مطالب ارائه شده در فصول و پیوست‌های این کتاب می‌توان به نحو مناسبی تقابل بین دیوار پرکننده و قاب سازه‌ای را مورد ملاحظه قرار داده و در بارگذاری و طراحی در نظر گرفت.

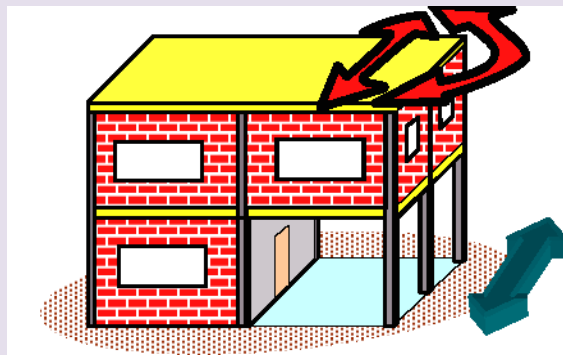
۲-۱- بند «۳-۵-۱» آیین نامه ۲۸۰۰

پرسش ۱: در چه صورتی در ساختمان، پیچش ایجاد می شود؟

پاسخ: در صورتیکه در نما یا پلان، عدم تقارن وجود داشته باشد (شکل های ۱-۱)



شکل ۱-۱- چیدمان نامتقارن دیوار در پلان



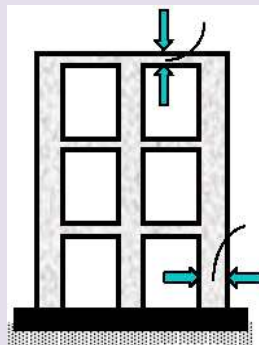
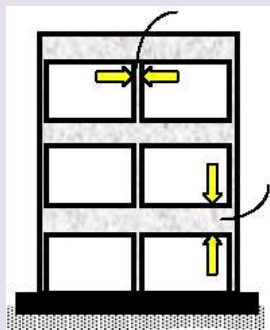
شکل ۱-۲- عدم تقارن در نما و پلان

۱-۳- بند «۱-۵-۵» آیین نامه ۲۸۰۰

پرسش ۲: به منظور افزایش قابلیت باربری قاب خمشی در مورد طراحی تیرها و ستونها باید به چه نکته‌ای توجه شود؟



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



شکل ۳-۱ - مناسب بودن طراحی ستون قوی - تیر ضعیف

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

پاسخ: بله. به فصل (۲) این کتاب و فصل (۱) دستنامه ۶ مراجعه گردد.

۱-۴- بند «۱-۵-۶» آیین نامه ۲۸۰۰

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 صفحه دیوار، تقابل بین اعضای سازه‌ای با دیوار را در نظر گرفت؟

پاسخ: خیر. باید با توجه به مطالب فصل (۴) به روش مناسب رفتار دیوار را در نظر گرفت.

۱-۵- بند «۱-۵-۷» آیین نامه ۲۸۰۰

پرسش ۶: پدیده ستون کوتاه چیست و چگونه می‌توان از آن جلوگیری نمود؟

پاسخ: به فصل (۲) مراجعه شود.

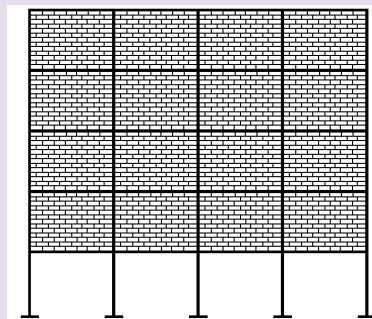
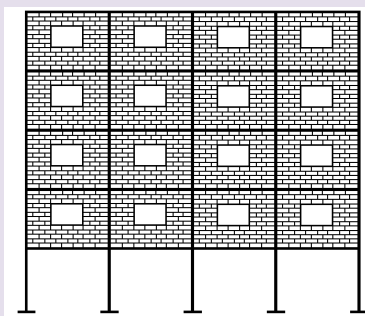
پرسش ۷: آیا بلوکهای سفالی نیز باعث شکست ستون کوتاه می‌گردند؟

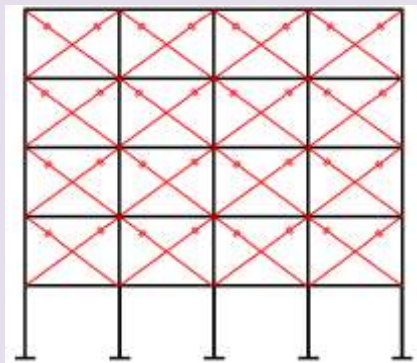
پاسخ: به فصل (۲) مراجعه شود.

۱-۶- بند «۱-۸-۱-۲» آیین نامه ۲۸۰۰: منظم بودن در ارتفاع

پرسش ۸: آیا می توان بدون اثر دیوار، منظمی در ارتفاع و پلان را کنترل نمود؟

پاسخ: خیر. به فصل (۱) دستنامه ۶ مراجعه گردد. در شکل (۱-۴) نمونه هایی از نامنظمی در ارتفاع به علت وجود دیوار نشان داده شده است.





شکل ۱-۴- طبقه نرم و ضعیف (طبقه اول)

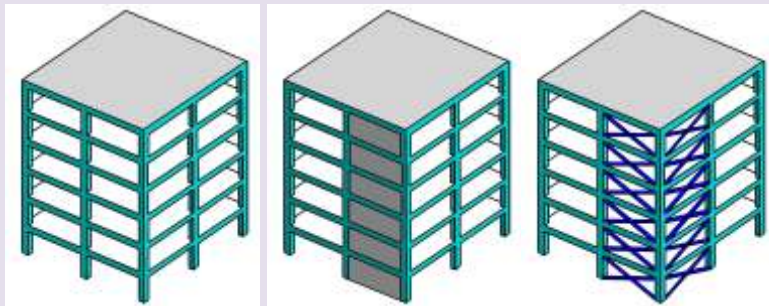
۱-۷- بند «۲-۱-۴» آیین نامه ۲۸۰۰

پرسش ۹: با توجه به وجود دیوار پرکننده آجری، در چه مواردی باید اثر زلزله در هر دو جهت را در نظر گرفت؟

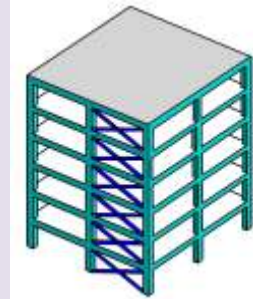
پاسخ: ساختمان باید در دو امتداد عمود بر هم در برابر نیروهای جانبی محاسبه شود. بطور کلی محاسبه در هر یک از این دو امتداد جز در موارد زیر بطور مجزا و بدون در نظر گرفتن نیروی زلزله در امتداد دیگر انجام می‌شود:

الف- ساختمان‌های نامنظم در پلان

ب- کلیه ستون‌هایی که در محل تقاطع دو و یا چند سیستم مقاوم برابر جانبی قرار دارند
(شکل ۱-۵).



(الف)



(ب)



(پ)

(ت)

(ث)

شکل ۱-۵- ستون‌هایی که در محل تقاطع دو و یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی قرار دارند، الف- ستون گوشه در محل تقاطع دو سیستم مهاربندی، ب- ستون گوشه در محل تقاطع سیستم قاب خمشی با دیوار برشی یا با قاب دارای دیوار پرکننده آجری، پ- ستون گوشه در محل تقاطع دو سیستم قاب خمشی، ت- ستون گوشه در محل

تقاطع دو سیستم مهاربندی و قاب خمشی، ث- ستون گوشه در محل تقاطع دو سیستم دیوار برشی یا قاب دارای دیوار
پرکننده آجری

۱-۸- بند «۲-۳-۶» آیین نامه ۲۸۰۰: زمان تناوب اصلی نوسان، T

پرسش ۱۰: روشهای تجربی برای تعیین پریود ساختمان بر چه اساسی استوار است؟

پاسخ: بر اساس تخمین پریود با توجه به نوع سازه و ارتفاع آن.

پرسش ۱۱: یکی از قدیمی ترین روابط تجربی برای تخمین پریود سازه چیست؟

پاسخ: رابطه $T = 0.1N$ که در آن N تعداد طبقه ساختمان می باشد.

پرسش ۱۲: متداولترین روش برای تخمین پریود ساختمان در آیین نامه ها چیست؟

پاسخ: تعیین زمان تناوب اصلی نوسان بسته به مشخصات ساختمان و ارتفاع آن از تراز پایه با استفاده از روابط تجربی.

پرسش ۱۳: در استاندارد ۲۸۰۰ چه روابط تجربی برای تعیین پریود سازه پیشنهاد شده است؟

پاسخ: الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

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

- در قابهای فولادی

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

- در قابهای بتن مسلح

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

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

- در قابهای فولادی

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

- در قابهای بتن مسلح

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

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

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

در روابط فوق، H ارتفاع ساختمان بر حسب متر، از تراز پایه است و در محاسبه آن، ارتفاع خرپشته، در صورتیکه وزن آن بیشتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد، نیز باید منظور گردد.

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

پاسخ: بدون توجه به چیدمان و میزان دیوارهای پرکننده، فرض می شود که این دیوارها به اندازه ۵۶٪ سختی قاب، سختی دارند و در نتیجه پریود را به اندازه ۲۰٪ کاهش می دهند.

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

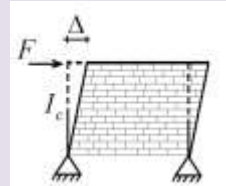
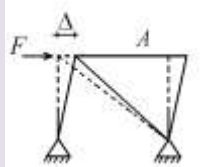
پاسخ: خیر، دارای تقریب و تفرانس شدید می باشد.

پرسش ۱۶: سایر آیین نامه ها چه روشهایی را برای تعیین پریود پیشنهاد داده اند؟

پاسخ: به فصل (۸) کتاب حاضر و فصل (۲) دستنامه ۷ مراجعه گردد.

پرسش ۱۷: چگونه می توان به روش تحلیلی پریود سازه دارای دیوار پرکننده را تعیین نمود؟

پاسخ: قاب ساده دارای دیوار پرکننده آجری مطابق شکل (۱-۶) در نظر گرفته می شود. جرم طبقه برابر m بوده و ارتفاع طبقه h و طول دهانه L و ضخامت دیوار پرکننده برابر t_{inf} می باشد.



شکل ۱-۶- قاب ساده دارای دیوار پرکننده آجری و میله معادل دیوار

با توجه به فصل (۵) می‌توان دیوار پرکننده را به صورت میله معادل در نظر گرفت. میله معادل دارای ضخامتی برابر ضخامت دیوار پرکننده (t_{inf}) و طول قطری برابر r_{inf} بوده و پهنای مؤثر آن برابر است با:

$$a = 0.175(\lambda_1 h_{col})^{-0.4} r_{inf}$$

که در آن:

$$\lambda_1 = \left[\frac{E_{me} t_{inf} \sin 2\theta}{4E_{fe} I_{col} h_{inf}} \right]^{1/4}$$

که در آن h_{col} ارتفاع ستون از محور تا محور تیر (mm)، h_{inf} ارتفاع پانل دیوار پرکننده (mm)، E_{fe} مدول ارتجاعی مورد انتظار برای مصالح قباب (MPa)، E_{me} مدول مورد انتظار مصالح دیوار پرکننده (MPa)، I_{col} ممان اینرسی ستون (mm^4)، L_{inf} طول دیوار پرکننده (mm)، r_{inf} طول قطری دیوار پرکننده (mm)، t_{inf} ضخامت دیوار پرکننده و میله معادل (mm)، θ زاویه‌ای که تانژانت آن برابر ارتفاع پانل به طول آن می‌باشد (رادیان):

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{h_{inf}}{L_{inf}} \right)$$

از مطالب قبلی داریم:

$$k_{inf} = \frac{A_{inf} E_{me}}{r_{inf}} \cos^2 \theta$$

و:

$$A_{\text{inf}} = a \times t_{\text{inf}} = 0.175 \left[\frac{E_{me} t_{\text{inf}} \sin 2\theta}{4E_{fe} I_{col} h_{\text{inf}}} \right]^{-0.1} h_{col}^{-0.4} r_{\text{inf}} t_{\text{inf}}$$

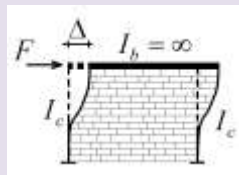
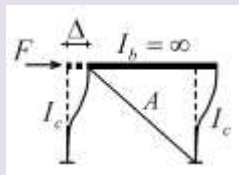
در نتیجه:

$$k_{\text{inf}} = 0.175 \left[\frac{\sin 2\theta}{4E_{fe} I_{col} h_{\text{inf}}} \right]^{-0.1} h_{col}^{-0.4} (t_{\text{inf}} E_{me})^{0.9} \cos^2 \theta$$

و مقدار پریود برابر است با:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k_{\text{inf}}}}$$

در صورت وجود دیوار پرکننده در قاب خمشی نیز می توان مشابه قبل، پریود تحلیلی را تعیین کرد ($I_c = I_{col}$).



شکل ۱-۷- قاب خمشی دارای دیوار پرکننده آجری

سختی کل برابر است با مجموع سختی قاب و بادبند:

$$k = k_{\text{inf}} + k_f$$

که:

$$k_{\text{inf}} = 0.175 \left[\frac{\sin 2\theta}{4E_{fe}I_{col}h_{\text{inf}}} \right]^{-0.1} h_{col}^{-0.4} (t_{\text{inf}}E_{me})^{0.9} \cos^2 \theta$$

و:

$$k_f = \frac{24E_{fe}I_{col}}{h_{col}^3}$$

در نتیجه:

$$k = \frac{24E_{fe}I_{col}}{h_{col}^3} + 0.175 \left[\frac{\sin 2\theta}{4E_{fe}I_{col}h_{inf}} \right]^{-0.1} h_{col}^{-0.4} (t_{inf}E_{me})^{0.9} \cos^2 \theta$$

و مقدار پریود برابر است با:

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

پرسش ۱۸: اثر طبقه نرم در پریود سازه چگونه است؟

پاسخ: در آیین نامه ۲۸۰۰ بیان نمی شود که تقلیل پریود سازه از T به $0.8T$ آیا در حالت وجود طبقه نرم هم امکان پذیر است یا خیر؟ در اینجا اثبات می شود که در صورت وجود طبقه نرم، نباید پریود سازه به علت وجود دیوارهای پرکننده، تقلیل یابد. در فصل (۸) ملاحظه شد که می توان پریود سازه را با استفاده از رابطه زیر تعیین نمود:

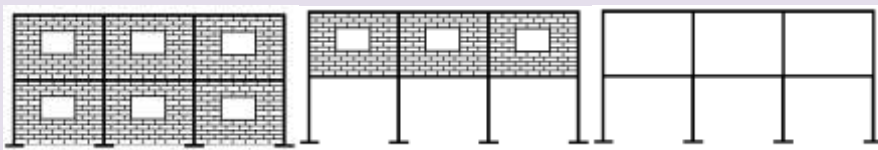
$$T = 2\sqrt{\Delta}$$

ساختمان ۲ طبقه:

سختی طبقات: k

سختی دیوارهای پرکننده در هر طبقه: $0.5k$

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



شکل ۱-۸- چیدمانهای مختلف دیوار در ارتفاع ساختمان دو طبقه

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

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

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

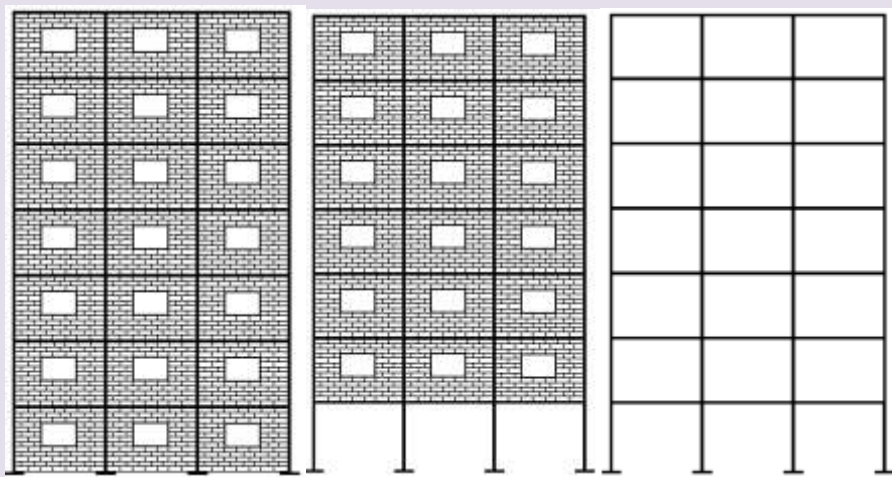
$$T' = 2\sqrt{\Delta'} = 2\sqrt{\frac{8w}{3k}} = 3.266\sqrt{\frac{w}{k}} = 0.94T \cong T$$

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

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

ملاحظه می شود که با فرضیات فوق برای سختی دیوار در مقایسه با سختی قاب، در حالت طبقه نرم، پریود سازه با قاب خالی تفاوت قابل ملاحظه ای ندارد، ولی در صورت وجود دیوار پرکننده در تمام طبقات، پریود سازه به اندازه ۲۰٪ کاهش می یابد.

ساختمان ۷ طبقه:



شکل ۱-۹- چیدمانهای مختلف دیوار در ارتفاع ساختمان هفت طبقه

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

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

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

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

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

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

ملاحظه می‌شود که با افزایش طبقات، اثر طبقه نرم در ایجاد اختلاف بین پریودها کمتر می‌شود. یعنی خطای روش ساده آیین نامه ۲۸۰۰ با افزایش طبقات، کاهش می‌یابد.

۱-۹- بند «۲-۳-۸» آیین نامه ۲۸۰۰: ضریب رفتار ساختمان، R

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

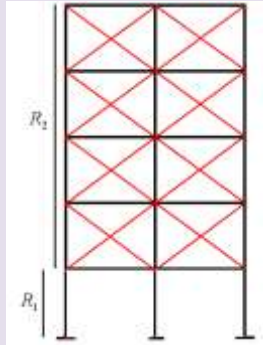
پاسخ: به فصل‌های (۶) و (۸) مراجعه شود.

۱-۱۰- بند «۲-۳-۸-۹» آیین نامه ۲۸۰۰: ترکیب سیستم‌ها در ارتفاع

پرسش ۲۰: در صورتی که در قاب خمشی، دیوارها در طبقه اول وجود نداشته باشند، ضریب رفتار در این نوع سیستم

منقطع در ارتفاع چگونه تعیین می‌شود؟

پاسخ: ابتدا باید ضریب رفتار قاب دارای دیوار پرکننده اجرایی تعیین گردد.



شکل ۱۰-۱- طبقه نرم به علت وجود دیوار پرکننده در طبقات فوقانی

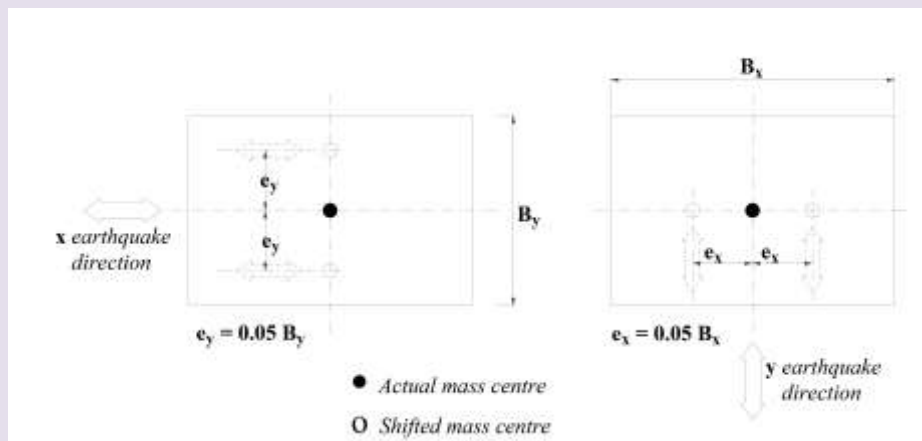
$$R_2 = ? \quad R_1 = \text{معلوم}$$

$$R = \min(R_1, R_2)$$

۱۱-۱- بند «۳-۱۰-۳-۲» آیین نامه 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} 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.



شکل ۱۱-۱- برون مرکزی اتفاقی

پرسش ۲۲: آیا می توان بدون اثر دیوار، پیشش یک سازه را به درستی بررسی کرد؟

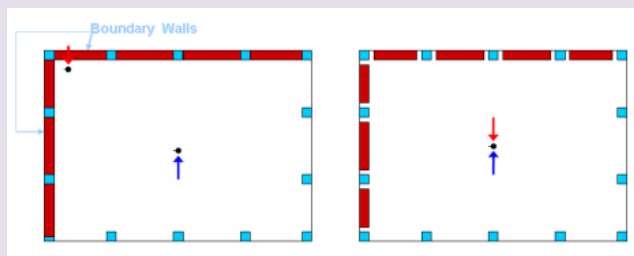
پاسخ: خیر.

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



شکل ۱-۱۲- تخریب یک ساختمان به علت نادیده گرفتن اثر سختی دیوار (کوبه ۱۹۹۵)

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



(ب)

(الف)

شکل ۱-۱۳- پلان طبقه اول ساختمان

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

پاسخ: به علت ترکیب اثر پیچش و طبقه نرم. هر دو عامل پیچش و طبقه نرم به علت وجود دیوار پرکننده، تشدید شده اند.



شکل ۱-۱۴- تشدید اثرات طبقه نرم و پیچش به علت سختی توأم دیوار پرکننده و بادبند (بم)

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



شکل ۱-۱۵- پتانسیل شکست توأم پیچشی و طبقه نرم

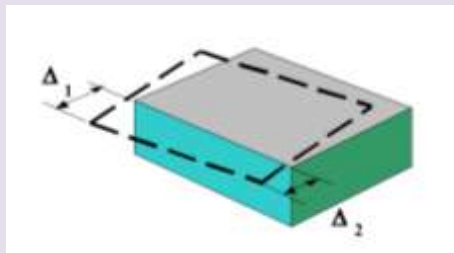
پرسش ۲۵: در مواردی که ساختمان مشمول نامنظمی بند «۱-۸-۱-۱-ث» استاندارد ۲۸۰۰ می‌شود، برون مرکزی اتفاقی چه تغییر می‌کند؟

پاسخ: در چنین مواردی برون مرکزی اتفاقی حداقل باید در ضریب بزرگنمایی A_j طبق رابطه 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 $\Delta_{\max}$ حداکثر تغییر مکان طبقه j و Δ_{ave} میانگین تغییر مکان دو انتهای ساختمان در طبقه j می باشد:

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



شکل ۱-۱۶- جابجایی گوشه‌های طبقه

۱۲-۱- بند «۲-۴-۲» آیین نامه ۲۸۰۰: روش تحلیل دینامیکی طیفی

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

پاسخ: خیر، به فصل (۵) مراجعه شود.

۱۳-۱- بند «۳-۴-۲» آیین نامه ۲۸۰۰: تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی

پرسش ۲۷: آیا بدون اثر دیوارهای پرکننده می توان تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی را به درستی انجام داد؟

پاسخ: خیر. باید رفتار چرخه ای دیوار پرکننده به طور مناسب مدل گردد.

۱۴-۱- بند «۵-۲» آیین نامه ۲۸۰۰: تغییر مکان جانبی نسبی طبقات

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

پاسخ: به جدول (۱-۱) ملاحظه گردد.

جدول ۱-۱- اثرات مثبت و منفی دیوار پرکننده آجری

اثرات وجود دیوار پرکننده در قاب فولادی یا بتنی		
ردیف	اثرات منفی	اثرات مثبت
۱	نامنظمی سختی در ارتفاع (طبقه نرم)	افزایش سختی و کاهش تغییر مکان
۲	نامنظمی مقاومت در ارتفاع (طبقه ضعیف)	افزایش مقاومت
۳	نامنظمی سختی در پلان (پیچش)	کاهش شکل پذیری 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 شکل پذیر در ستون کوتاه فولادی
۶	افزایش نیروی طراحی به علت کاهش پریرود	طرح قاب برای نیروی جانبی اندک
۷	افزایش نیروی طراحی به علت کاهش ضریب رفتار سیستم توأم	ایجاد سیستم دو گانه با کنش محوری قاب

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

پاسخ: به فصل (۸) مراجعه شود.

پرسش ۳۰: اثر وجود دیوار آجری در کنترل جابجایی قابهای خمشی چند طبقه را بررسی نمایید.

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

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

پریود سیستم با اثر دیوار:

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

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

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

در پرسش بعدی مقدار $\beta = 1.16$ بدست 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 پیروید، منجر به افزایش جابجایی جانبی سازه نخواهد شد. k_{inf} سختی دیوارهای پرکننده قاب‌ها می‌باشد.

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

پاسخ:

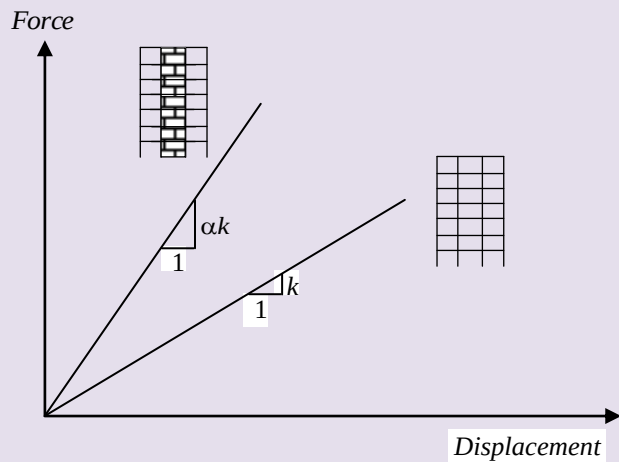
$$B = (S + 1) \left(\frac{T_s}{T} \right)^{\frac{2}{3}}$$

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

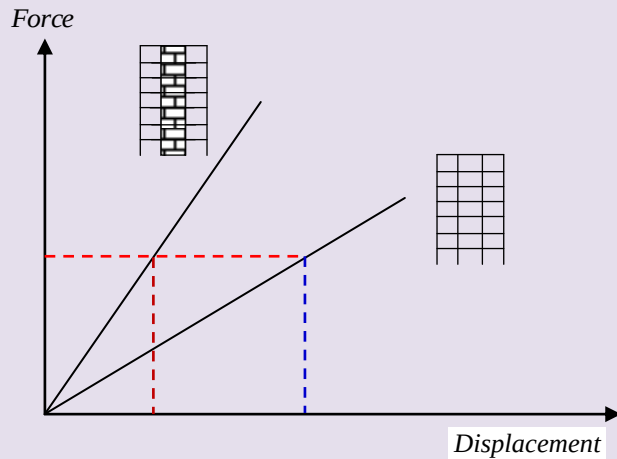
$$\frac{V'}{V} = \frac{B'}{B} = \left(\frac{1}{0.8} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.16 = \frac{\Delta'}{\Delta} = \beta < \alpha = 1.56$$

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

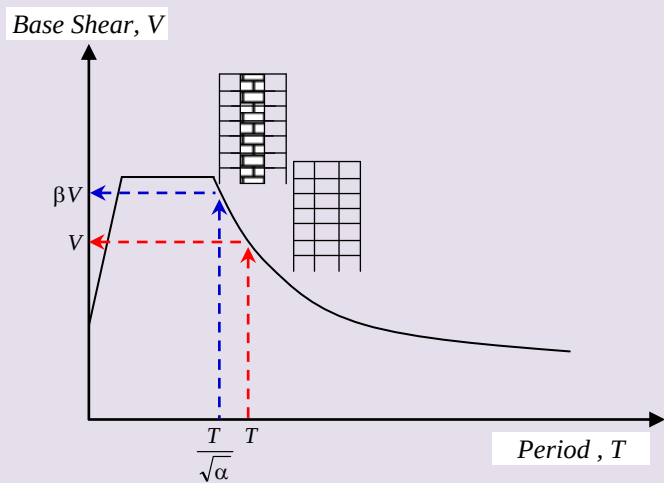
اثر مثبت دیوار پرکننده آجری در تقلیل تغییر مکان جانبی، بیشتر است از اثر منفی آن در افزایش برش پایه.



شکل ۱-۱۷- افزایش سختی سازه به علت وجود دیوار



شکل ۱-۱۸- کاهش جابجایی جانبی سازه به علت وجود دیوار



شکل ۱۹-۱- افزایش بار طراحی سازه به علت وجود دیوار

پرسش ۳۲: بر اساس سایر آیین‌نامه‌های لرزه‌ای اثر دیوار پرکننده بر بارگذاری و تغییر مکان سازه چیست؟

پاسخ: به فصل (۸) مراجعه شود.

۱-۱۵- بند «۲-۸» آیین‌نامه 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 رابطه زیر به دست می‌آید محاسبه شوند:

$$F_p = AB_p I w_p$$

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

w_p : وزن جزء ساختمان‌های قطعه 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 (۱-۲) داده شده است.

جدول ۱-۲- ضریب B_p

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

		کاذب
۱/۰۰	در هر امتداد	اتصالات عناصر سازه‌ای پیش ساخته

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 حداکثر تا ۱۵ درصد مقاومت فشاری آنها، مندرج در استاندارد شماره ۵۱۹، در محاسبات منظور نمود.

به عنوان 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 می‌باشد، آنگاه مقاومت فشاری برابر ۱۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع بدست می‌آید و:

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

پرسش ۳۵: در چه صورتی دیوار پرکننده آجری به عنوان قطعه الحاقی در نظر گرفته می شود؟

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

پرسش ۳۷: روش محاسبه دیوار پرکننده برای شکست خارج از صفحه چگونه است؟

پاسخ: به دستنامه (۶) مراجعه گردد.

۱-۱۶- بند «۲-۱۰» آیین نامه ۲۸۰۰: افزایش بار طراحی در ستونهای خاص

پرسش ۳۸: در موارد ضروری که یکی از اعضای جانبی باربر، مانند دیوار برشی یا قاب بادی بندی شده تا روی شالوده ادامه

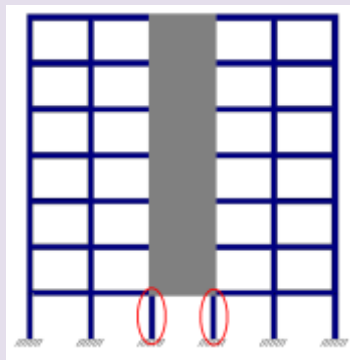
پیدا نمی کند، ستونهایی که این عضو را تحمل می کنند باید برای چه مقاومتی طراحی شوند؟

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 به طور معمول به کار برده می شوند:

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

$$0.85D \pm 2.8E$$



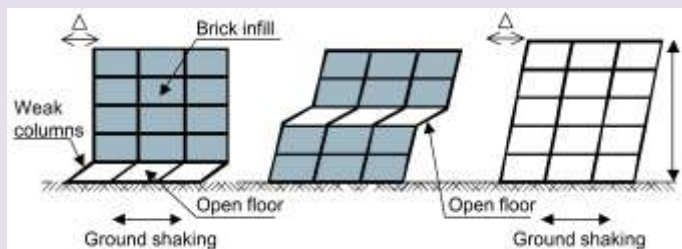
شکل ۱-۲۰- عدم امتداد دیوار برشی و بادبند

پرسش ۳۹: 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 طبقه نرم رخ خواهد داد. به فصول (۶) و (۸) مراجعه گردد.

پرسش ۴۰: در صورت وجود دیوار، آیا می توان مقدار $2/8$ را اصلاح نمود؟

پاسخ: به فصل های (۶) و (۸) مراجعه گردد.



شکل ۱-۲۱- شکست طبقه نرم به علت انقطاع دیوار پرکننده آجری در ارتفاع ساختمان

پرسش ۴۱: به صورت شماتیک، منحنی ظرفیت سازه را در دو حالت شکست طبقه نرم و طراحی برای طبقه نرم نشان دهید.
پاسخ: به شکل (۱-۲۲) مراجعه شود.

پرسش ۴۲: در انتقال مود شکست از سازه معمولی به شکست طبقه نرم، چه اتفاقاتی رخ می دهد؟
پاسخ: به شکل (۱-۲۲) توجه شود:

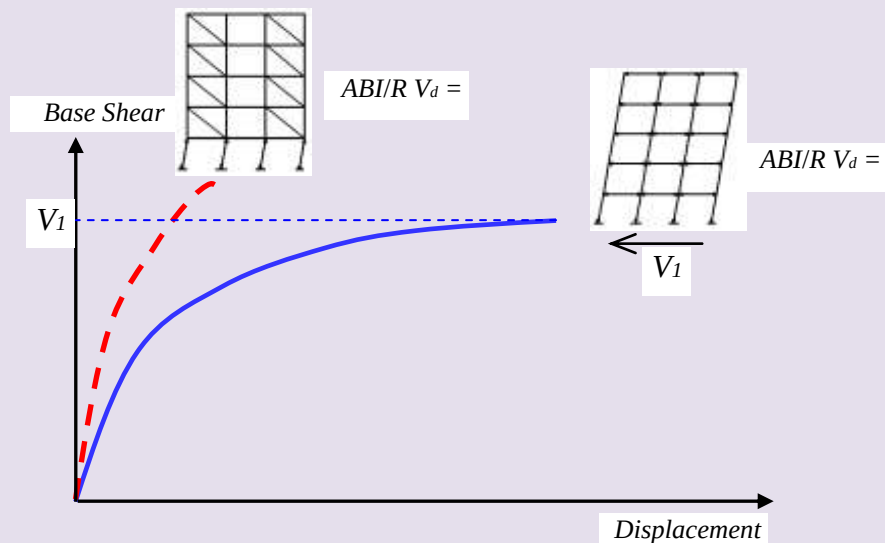
- کاهش درجه افزونگی (*redundancy*)، $R_R \downarrow$ به علت کاهش شدید تعداد مفاصل پلاستیک و تمرکز همه آنها در یک طبقه
- کاهش ضریب فرامقاومت (*overstrength*)، $R_\Omega \downarrow$ ، (زیرا در شکست طبقه نرم فاصله زیادی بین اولین و آخرین مفصل پلاستیک وجود ندارد).

پرسش ۴۳: چرا با وجود افزایش در سختی و مقاومت ساختمان در حالت شکست طبقه نرم، باز هم این شکست بسیار نامطلوب است.

پاسخ: زیرا مقدار این افزایش ها آنقدر نیست که منجر به کاهش شکل پذیری نیاز تا حدی کمتر از شکل پذیری موجود در سازه با طبقه نرم شود.

پرسش ۴۴: به منظور جلوگیری از شکست طبقه نرم باید چه اقدامی در طراحی انجام شود؟

پاسخ: افزایش مقاومت و سختی طبقه نرم (یا ضعیف) به نحوی که باعث کاهش شکل پذیری نیاز تا حد لازم گردد. توجه شود که شکست دیوار های پرکننده طبقات فوقانی نیز در شکل پذیری پایین رخ می دهد.

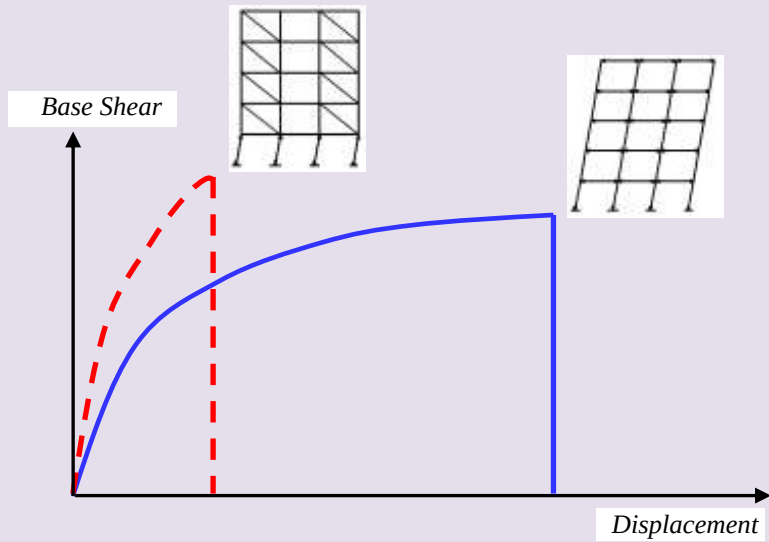


شکل ۱-۲۲- مقایسه منحنی ظرفیت در دو حالت شکست معمولی و شکست طبقه نرم. به میزان اختلاف در سختی، مقاومت و شکل پذیری دو حالت توجه شود. به علت شکست طبقه نرم، درجه افزونگی (*redundancy*) سازه شدیداً کاهش یافته و

در نتیجه شکل پذیری تقلیل می یابد. در حالتی که طبقه نرم برای نیروهای افزایش یافته، طراحی نشده باشد، در دیوارهای پرکننده طبقات فوقانی شکستی ایجاد نمی شود.

پرسش ۴۵: میزان جذب انرژی به علت وجود طبقه نرم چه تغییری می کند؟

پاسخ: در شکل (۱-۲۳) مقایسه میزان انرژی جذب شده در دو حالت شکست معمولی و شکست طبقه نرم (سطح زیر منحنی) نشان داده شده است. در شکست طبقه نرم، جذب انرژی سازه شدیداً کاهش پیدا می کند (حدود ۲ تا ۳ برابر).



شکل ۱-۲۳- مقایسه میزان انرژی جذب شده در دو حالت شکست معمولی و شکست طبقه نرم (سطح زیر منحنی). به میزان اختلاف در جذب انرژی در دو حالت توجه شود (حدود ۲ تا ۳ برابر). در شکست طبقه نرم، جذب انرژی سازه شدیداً کاهش پیدا می کند.

پرسش ۴۶: منظور از «سازه معادل با سازه دارای طبقه نرم» چیست؟

پاسخ: سازه ای که سختی و مقاومت و شکل پذیری آن با سازه دارای طبقه نرم تفاوت دارد ولی رفتار لرزه ای آن دو با یکدیگر معادل است، یعنی مثلاً در شرایط یکسان یکی برای ضریب رفتار R_1 و دیگری برای ضریب رفتار R_2 طراحی شده است. به شکل (۱-۲۴) توجه شود. البته شکل پذیری سازه معادل، مطابق (شکل ۱-۲۵) به اندازه شکل پذیری سازه معمولی (بدون تأثیر طبقه نرم) در نظر گرفته می شود. این قید عمداً گذاشته می شود تا ضریب افزایش بار طراحی برای در نظر گرفتن اثر طبقه نرم، به طور مفهومی بیان شود. نسبت مقاومت جانبی سازه معمولی به سازه معادل به صورت زیر تعریف می شود:

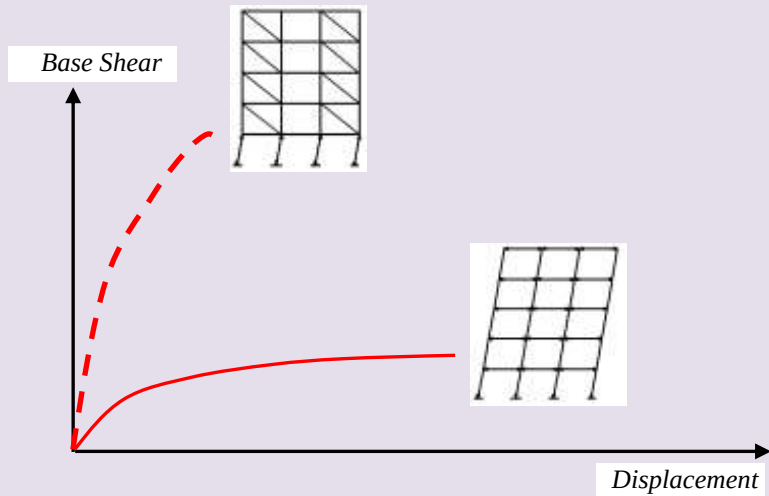
$$\gamma = \frac{V_1}{V_2}$$

ضریب γ در برگیرنده اثرات کاهش درجه افزونگی و کاهش ضریب شکل پذیری می باشد:

$$\gamma = R_R R_\Omega$$

این ضریب γ در IBC به صورت Ω_0 نشان داده شده است. توجه شود که در اینجا ضریب R_R بین ۱ تا ۱/۴ بوده و ضریب R_Ω بین ۱/۲ تا ۲/۵ می باشد. در نتیجه Ω_0 بین ۱/۲ تا ۳/۵ در نوسان است.

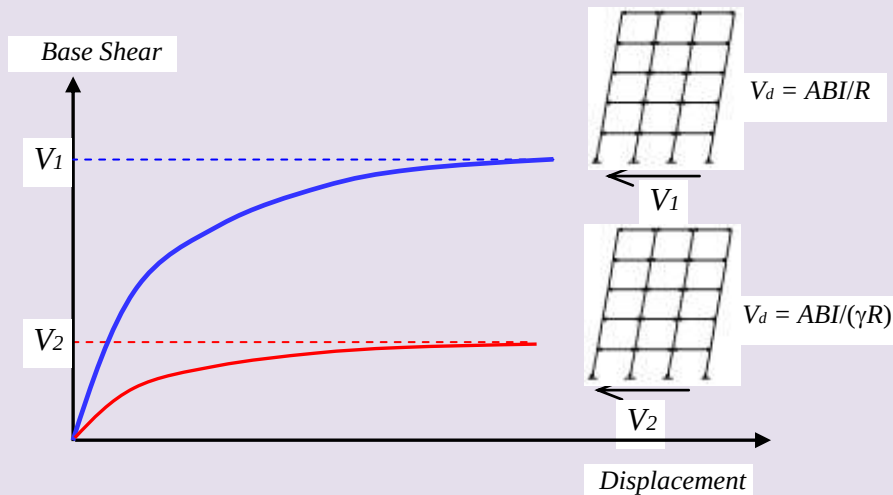
نکته: به عنوان یک مقدار میانگین و منطقی، ضریب افزایش بار طراحی ستونهای طبقه نرم در حدود ۲/۵ باشد کافی است (مانند آیین نامه هند). البته بر اساس بحث هایی که در این مقال نمی گنجد می توان این ضریب را بین ۲ تا ۲/۵ در نظر گرفت.



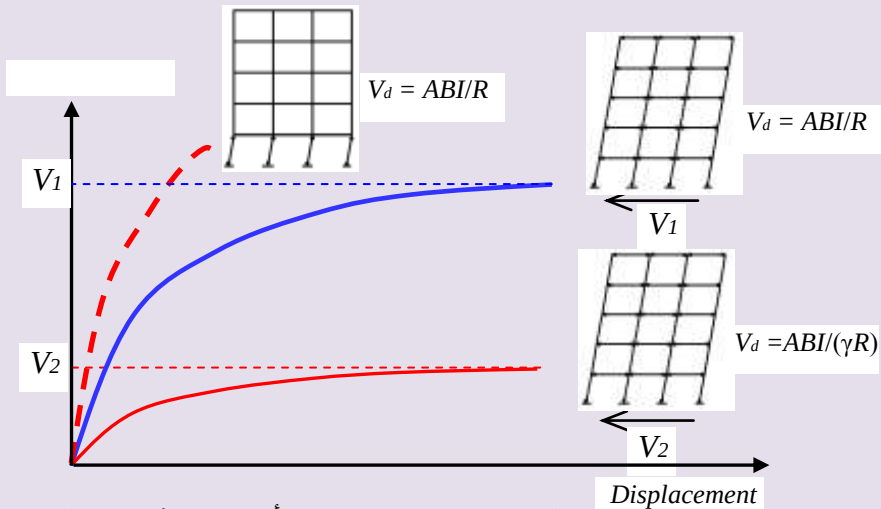
شکل ۱-۲۴- سازه بدون دیوار پرکننده دارای رفتاری معادل با سازه دارای طبقه نرم با شکل پذیری مقید (منظور از مقید بودن شکل پذیری این است که باید با شکل پذیری سازه معمولی برابر باشد).

پرسش ۴۷: منحنی ظرفیت سازه در صورت عدم تأثیر دیوار پرکننده با حالت طبقه نرم و سازه معادل طبقه نرم را با یکدیگر مقایسه کنید.

پاسخ: به شکل (۱-۲۶) مراجعه شود.



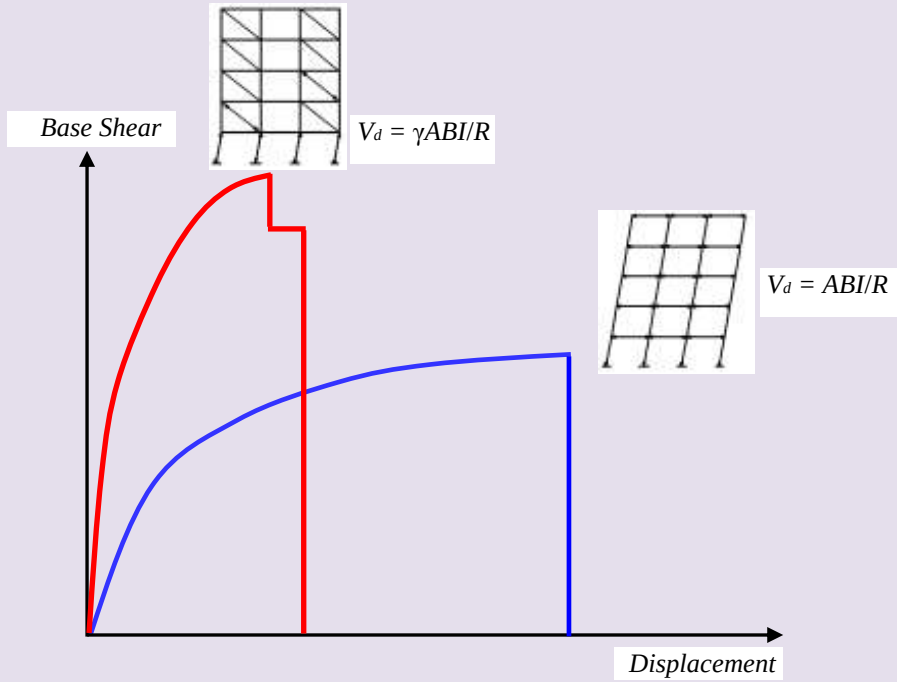
شکل ۱-۲۵- شکل پذیری یکسان در سازه اولیه (بدون اثر دیوار) و سازه معادل با حالت شکست طبقه نرم



شکل ۱-۲۶- مقایسه منحنی ظرفیت سازه در صورت عدم تأثیر دیوار پرکننده (خط ضخیم) با حالت طبقه نرم (خط چین) و سازه معادل طبقه نرم (خط نازک) که در آن شکست طبقه نرم رخ نخواهد داد.

پرسش ۴۸: در صورتی که برای جبران کاهش ضرایب افزونگی و فرامقاومت به علت شکست طبقه نرم، مقدار برش پایه طراحی به اندازه ۶ افزایش یابد، آنگاه منحنی ظرفیت‌ها را با یکدیگر مقایسه کنید.

پاسخ: به شکل (۱-۲۷) مراجعه شود. کاهش ناگهانی مقاومت در حالت وجود طبقه خالی (*open story*) مربوط به شکست دیوارهای پرکننده می‌باشد.



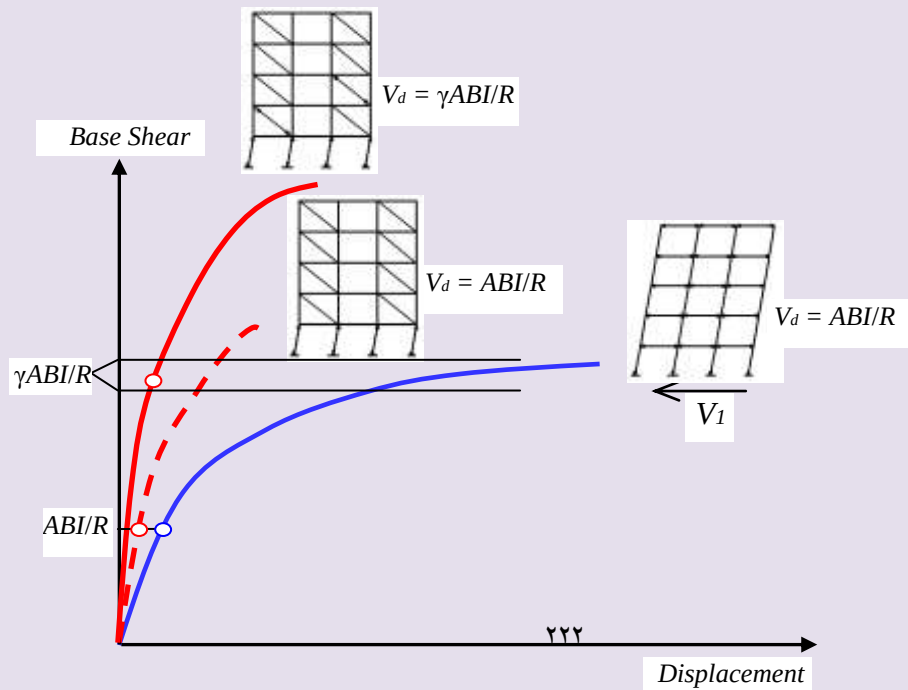
شکل ۱-۲۷- مقایسه منحنی ظرفیت سازه بدون تأثیر دیوار پرکننده با سازه طراحی شده برای طبقه نرم که در آن ممکن است قبل از شکست طبقه نرم، دیوار پرکننده طبقات فوقانی دچار شکست شوند.

پرسش ۴۹: منحنی ظرفیت سازه در صورت عدم تأثیر دیوار پرکننده با حالت شکست طبقه نرم با و بدون نیروی افزایشی در طراحی طبقه نرم را با یکدیگر مقایسه کنید.

پاسخ: به شکل (۱-۲۸) مراجعه شود:

- تسلیم دیوارهای پرکننده در صورت طراحی برای طبقه نرم

- عدم تسلیم دیوارهای پرکننده در صورت عدم طراحی برای طبقه نرم که منجر به استفاده غیر بهینه از ظرفیت‌های موجود می‌شود.
- محدوده مقدار نیروی افزایش یافته (به نسبت γ) که ممکن است کمتر یا بیشتر از مقاومت نهایی سازه طراحی شده بدون اثر دیوار پرکننده (V_1) باشد.



شکل ۱-۲۸- مقایسه نیروی طرح سازه بدون تأثیر دیوار پرکننده با سازه طراحی شده برای طبقه نرم

پرسش ۵۰: ضوابط UBC-97 در مورد سیستمهای باربر جانبی منقطع در ارتفاع چیست؟

پاسخ: به فصل (۶) مراجعه کنید.

پرسش ۵۱: ضوابط IBC-2003 در مورد سیستمهای باربر جانبی منقطع در ارتفاع چیست؟

پاسخ: به فصل (۶) مراجعه کنید.



دستنامه ۲۱ + دستنامه ۲۰ + دستنامه ۱۹ + دستنامه ۱۸ = دانشنامه ۷

Dastnameh.ir