



لزوم بازنویسی قسمت مربوط به ستون کوتاه در استاندارد ۲۸۰۰ و مبحث ششم

محمدرضا تابش‌پور

استادیار، دانشکده فنی، دانشگاه تربیت معلم سبزوار، tabeshpour@yahoo.com

چکیده

در این مقاله در خصوص الزامات مربوط به ستون کوتاه در استاندارد ۲۸۰۰ و مبحث ششم مطالبی ارائه شده است. عدم ارتباط بین قسمت‌های مختلف استاندارد ۲۸۰۰ با آبا در خصوص ستون‌های بتنی بحرانی و بی توجهی به نحوه شکست و توزیع نیرو در ستون کوتاه باعث وجود نقص در متن استاندارد ۲۸۰۰ شده است. این مطالب برای رفع ابهامات راهکارهایی ارائه کرده است.

کلید واژه‌ها: آیین نامه ۲۸۰۰، ستون کوتاه.

۱- مقدمه

برای جدا کردن فضای ساختمان و بیرون آن معمولاً از دیوارهایی با مصالح بنایی استفاده می‌شود که در داخل قاب قرار می‌گیرند. به علت استفاده زیاد از دیوارهای پرکننده در ساختمان‌های متداول، مطالعه‌ی اثر دیوار پرکننده بر رفتار سازه در هنگام زلزله موضوعی کاربردی و مهم است. می‌توان گفت که طراحی قاب‌های دارای دیوار پرکننده، نسبتاً پیچیده است. 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 نحوه‌ی قرار گرفتن دیوارهای پرکننده در پلان سازه به‌طور 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 شده و رفتار سازه را بسیار نامطلوب کند. یک حالت نامناسب دیگر، دیوارهای کوتاه هستند که تا قسمتی از ارتفاع طبقه ادامه یافته‌اند. در این صورت قسمتی از ستون که مجاور دیوار است، تقریباً به‌طور یکپارچه با دیوار عمل کرده و ارتفاع ستون کاهش می‌یابد، در نتیجه سختی ستون بسیار افزایش می‌یابد. به تناسب این افزایش سختی، ستون متحمل نیروهای شدیدتری می‌شود.

۲- ستون کوتاه

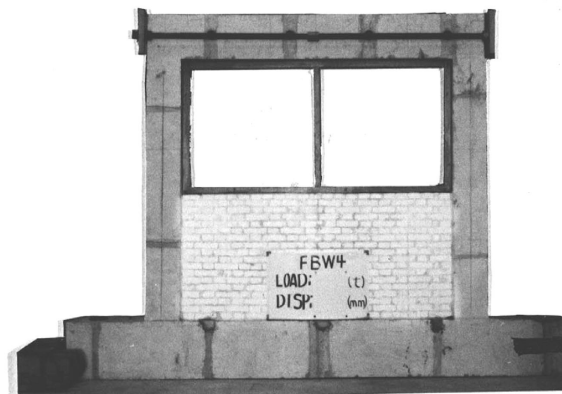
حالت‌های مختلفی ممکن است به پدیده‌ی ستون کوتاه منجر شود:

- وجود بازشو در طول دیوار پرکننده
- وجود نیم طبقه
- اختلاف ارتفاع ستون‌های طبقه‌ی پائین به علت شیب زمین
- عمیق بودن تیر به علت ملاحظات معماری

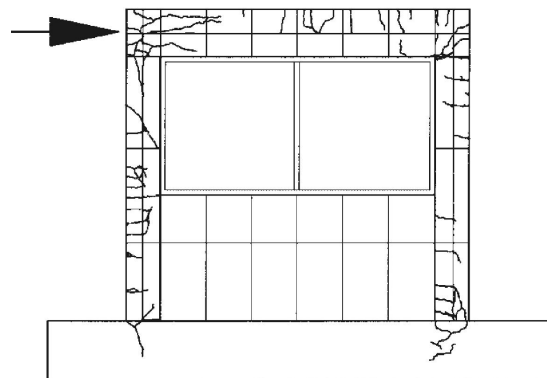


شکل ۱- ستون کوتاه

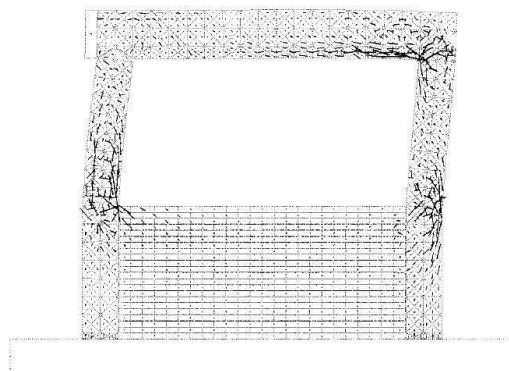
در شکل (۲) یک مدل آزمایشگاهی از ستون کوتاه نشان داده شده است. در شکل‌های (۳) و (۴) به ترتیب توزیع ترک-ها در مدل آزمایشگاهی و مدل المان محدودی نشان داده شده است. انجام چنین آزمایشاتی علاوه بر تأیید مکانیزم شکست در زلزله‌های واقعی، برای بررسی اثر روش‌های حل مشکل ستون کوتاه نیز کاربرد دارد.



شکل ۲- مدل آزمایشگاهی ستون کوتاه



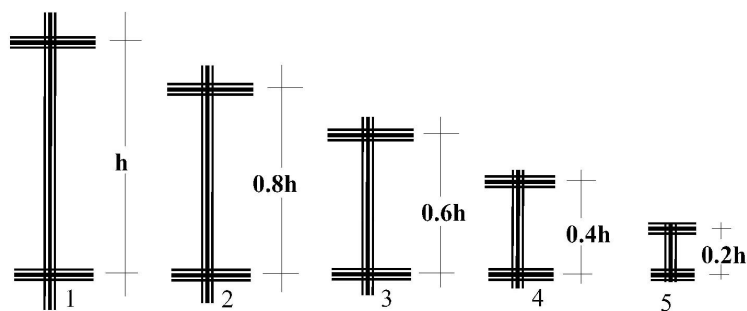
شکل ۳- توزیع ترک‌ها در مدل آزمایشگاهی ستون کوتاه



شکل ۴- توزیع ترک‌ها در مدل المان محدودی ستون کوتاه

۳- بررسی تغییرات سختی

در شکل (۵) ستون بلند و ارتفاع‌های مختلفی از ستون کوتاه در نظر گرفته شده است. سختی و نیروی برشی ستون‌های کوتاه در جدول (۱) ارائه شده است.



شکل ۵- حالت‌های متفاوت ارتفاع ستون

جدول ۱- مقایسه‌ی 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	$Q_3 = \frac{55.55EI}{h^3}$	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

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

۴- نسبت خمشی و برش در ستون کوتاه

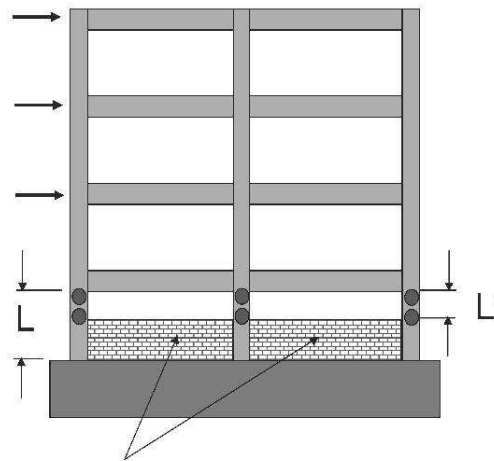
یک نکته‌ی کلیدی در ستون کوتاه این است که با کوتاه شدن ستون، مکانیزم شکست از مود خمشی به مود برشی انتقال می‌یابد. این تغییر مکانیزم شکست، بسیار نامطلوب است. در شکل (۶) موقعیت مفاصل پلاستیک در ستون کوتاه نشان داده شده است. هنگامی که ستون معمولی به ارتفاع L طراحی می‌شود، نیروی برشی طرح (V_{design}) طوری 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 حالی که 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 می‌دهد.



Masonry wall

شکل ۶- مفاصل پلاستیک و ارتفاع ستون معمولی و کوتاه

۵- اثر غیر مستقیم خاموت عرضی در پدیده‌ی ستون کوتاه

برای مقاطع مستطیل شکل که تحت خمشی یک محوره باشند، نسبت بیشینه‌ی تنش محوری به $(\sigma_{x,max} = \frac{M}{W})$ به

تنش برشی بیشینه $(\tau_{xy,max} = 1.5 V / A)$ به صورت زیر است:

$$\frac{\sigma_{x,max}}{\tau_{xy,max}} = 4 \frac{M}{Vh}$$

بنابراین هر چه نسبت دهانه‌ی برشی (M/Vh) کمتر باشد، تنش‌های برشی نسبت به تنش‌های نرمال خمشی، دارای اهمیت بیشتری می‌شوند. در صورتی که دیاگرام ممان خمشی تقریباً به صورت خطی باشد، دهانه‌ی 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 می‌توان به صورت تیر برنولی در نظر گرفت. بنابراین اگر در اعضای تحت خمشی یک محوری با نسبت دهانه‌ی برشی M/Vh کمتر از ۲، میدان تنش خطی الاستیک، به صورت ۲ بعدی بوده و می‌توان با استفاده از تئوری الاستیسیته ۲ بعدی (نه با تئوری تیر) تحلیل کرد.

اکنون عضو بتن مسلح را تحت خمشی یک محوره به همراه نیروهای محوری و برش با نسبت دهانه‌ی برشی بین ۲ تا ۵/۲ در نظر می‌گیریم. مطابق شکل (۷) از روش معروف مکانیزم خرابایی استفاده می‌کنیم. در حالت فقدان نیروی



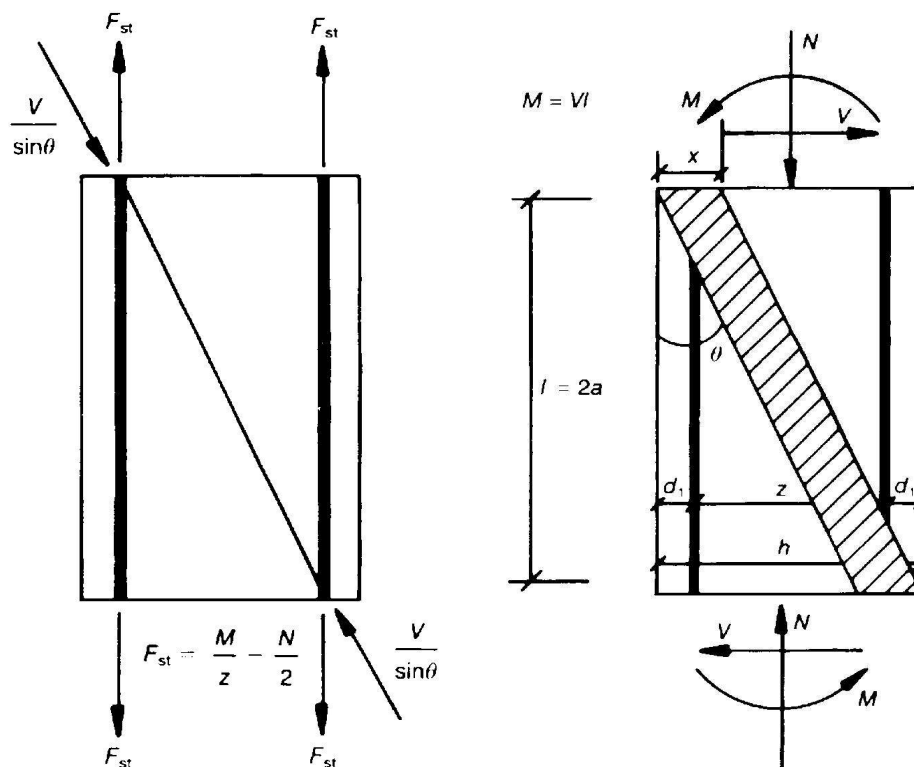
محوری ($N=0$)، $\theta = 45^\circ$ است. مطابق شکل (۷) هر میلگرد فولادی تحت کششی معادل $\frac{M}{z} - \frac{N}{2}$ بوده و میله‌ی مورب تحت فشار ثابت $V / \sin \theta$ است. اکنون می‌توان نوشت:

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

مقدار $\tan \theta$ با کاهش نسبت دهانه‌ی برشی، افزایش می‌یابد. مطابق این مدل استاتیکی معین، مقاومت نهایی در یکی از دو حالت زیر رخ می‌دهد:

الف) شکست فشاری و ترد میله‌ی مورب

ب) تسلیم کششی فولاد



شکل ۷- مدل ساده‌ی میله‌ای برای المان کوتاه

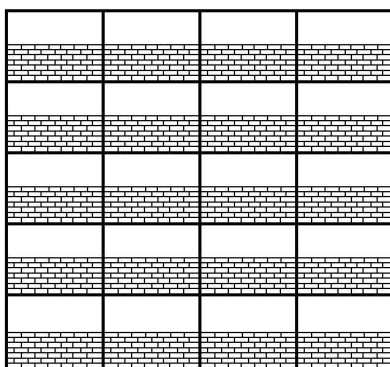
در نسبت‌های ابعادی که در این جا مورد بحث است، مود دوم معمولاً رخ نمی‌دهد. همچنین رفت و برگشتی بودن بار زلزله باعث ایجاد ترک‌هایی در راستای هر دو قطر می‌شود. این امر باعث کاهش مقاومت فشاری میله‌ی مورب شده و خرابی را تسریع می‌کند. بر اساس این روش ساده مقدار فولاد طولی و خاموت عرضی، تأثیری بر رخداد شکست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

۶- ستون کوتاه در قاب دو بعدی

هرچند برای تحلیل و طراحی ساختمان واقعی باید آن را به صورت سه بعدی مدل کرده و مسأله‌ی پیچش را با دقت در نظر گرفت، ولی در این جا برای بررسی مفهومی پدیده‌ی ستون کوتاه، ابتدا قاب‌های دو بعدی بتنی و فولادی مورد بررسی قرار می‌گیرند.

ابتدا حالت ساده مطابق شکل (۸) فرض می‌شود. در این صورت در هر طبقه تمام ستون‌ها غیر از یک ستون به‌صورت ستون کوتاه عمل می‌کند. اگر نیروی وارده از چپ به راست باشد ستون سمت راستی به‌صورت ستون کوتاه نخواهد بود و اگر نیرو از راست به چپ باشد آنگاه ستون سمت چپ حالت ستون کوتاه نخواهد داشت:

- به‌علت افزایش سختی در تمام طبقات، سختی جانبی کل سیستم افزایش یافته و در نتیجه با کاهش پریود، نیروی طراحی لرزه‌ای افزایش می‌یابد. البته به‌طور همزمان با افزایش سختی، جابه‌جایی جانبی ساختمان کاهش می‌یابد.
- نیروی برشی هر طبقه به‌علت افزایش بار طراحی حدود ۱۰ تا ۳۰ درصد (برحسب پریود اولیه‌ی سازه و میزان افزایش سختی به‌علت کوتاه شدن ستون‌ها) افزایش می‌یابد. از طرف دیگر در هر طبقه در هر لحظه یکی از ستون‌ها به‌صورت ستون بلند عمل کرده و سهم آن در باربری جانبی ناچیز خواهد بود. مثلاً در شکل زیر عملاً در هر طبقه ۴ ستون در باربری جانبی مشارکت دارند. یعنی سهم بار جانبی یکی از ستون‌ها بین یکی از این ۴ ستون توزیع می‌شود. در نتیجه سهم بار جانبی هر ستون ۲۵٪ افزایش می‌یابد. پس در مورد هندسه‌ی ارائه شده در شکل زیر می‌توان گفت به‌علت کوتاه شدن ستون نیروی جانبی آن تقریباً بین ۳۰٪ تا ۵۰٪ افزایش می‌یابد.
- افزایش حدود ۳۰٪ تا ۵۰٪ در بار جانبی ستون نسبت به بار طراحی اولیه را می‌توان با استفاده از خاموت ویژه و افزایش باربری و شکل‌پذیری ستون به‌علت محصوریت ناشی از خاموت ویژه، تحمل کرد.
- در نتیجه ساختمان زیر را می‌توان با استفاده از خاموت ویژه و با ابعاد مناسب ستون به‌طور مناسبی طراحی کرد.

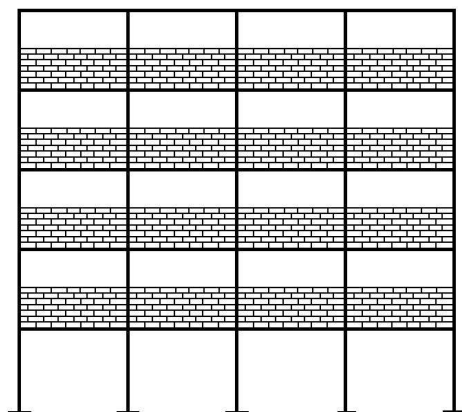


شکل ۸- وجود بازشوها در تمام دهانه‌ها و طبقات

اگر سازه‌ی فوق به‌صورت فولادی باشد آنگاه هیچ مشکلی در خصوص طراحی ستون‌ها در برابر بار زلزله وجود نخواهد داشت و حتی به‌علت افزایش سختی و نیز افزایش مقاومت جانبی و افزایش شکل‌پذیری ناشی از شکست برشی در ستون‌های کوتاه فولادی، می‌توان طرح اقتصادی‌تری ارائه کرد.

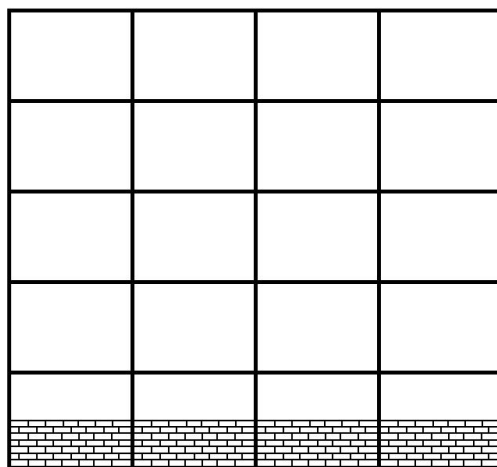
در صورتی که مطابق شکل (۹) طبقه‌ی اول کاملاً باز بوده و طبقات بالا به‌علت وجود بازشوها دارای ستون کوتاه باشد آنگاه به‌علت افزایش شدید سختی در طبقات فوقانی، می‌توان گفت:

- در هر دو نوع سازه فولادی و بتنی، شکست طبقه‌ی نرم رخ خواهد داد، مگر آن که طبقه‌ی اول برای نیروهای متناسبی طرح شود.
- پس از طرح طبقه‌ی اول برای نیروهای افزایش یافته به‌علت نرمی طبقه، در صورت بتنی بودن سازه، می‌توان طبقات فوقانی را با خاموت ویژه طراحی کرد.
- پس از طرح طبقه‌ی اول، در صورت فولادی بودن سازه، ستون‌های طبقات فوقانی را می‌توان حتی اقتصادی‌تر طراحی کرد.



شکل ۹- ایجاد طبقه‌ی نرم و نامنظمی در ارتفاع

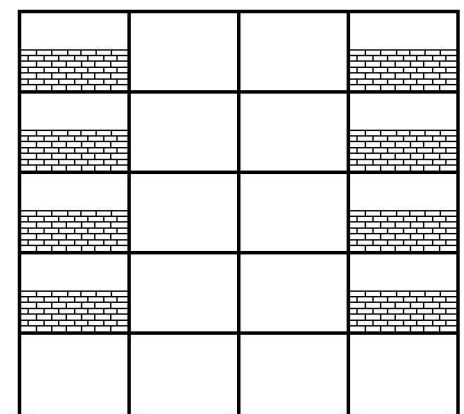
همچنین ممکن است مطابق شکل (۱۰) پدیده‌ی ستون کوتاه فقط در طبقه‌ی اول ایجاد شود. در این صورت برای هر دو نوع سازه فولادی و بتنی می‌توان گفت که اگر اختلاف سختی بین طبقه‌ی اول و دوم بسیار زیاد باشد، می‌توان تراز پایه را از محل پی یک طبقه بالا آورد. در این صورت ارتفاع مربوط به بارگذاری لرزه‌ای کاهش پیدا کرده و همچنین اثر دوگانه‌ای در میزان بار زلزله طرح به وجود می‌آید. از یک طرف به علت کاهش وزن مؤثر کل سازه، نیروی زلزله طرح کاهش یافته و از طرف دیگر به علت کاهش پریود سازه، ممکن است نیروی طرح ثابت بماند یا افزایش یابد (برحسب پریود سازه).



شکل ۱۰- پدیده‌ی ستون کوتاه در طبقه‌ی اول

البته در صورت بتنی بودن سازه‌ی فوق، می‌توان با استفاده از خاموت ویژه، طراحی ستون‌های کوتاه طبقه‌ی اول را به- نحو مناسبی انجام داد. در شکل (۱۱) هندسه‌ی متداول دیگری از یک قاب دو بعدی نشان داده شده است. در این صورت از ۵ ستون در طبقات فوقانی، در هر لحظه دو ستون به صورت ستون کوتاه عمل می‌کند. در نتیجه نیروی برشی سهم ستون‌های کوتاه شدیداً افزایش می‌یابد. معمولاً در این صورت نمی‌توان با استفاده از خاموت ویژه ستون‌ها را طراحی کرد و باید دیوارها را از ستون‌ها جدا کرد. همچنین در صورت جدا کردن دیوارها از ستون‌ها در طبقات فوقانی، طبقه‌ی اول به صورت طبقه‌ی نرم نخواهد بود. توجه شود که در صورت جدا نکردن دیوارها از ستون‌ها، علاوه بر شکست ستون کوتاه در سازه بتنی، شکست طبقه‌ی نرم نیز ممکن خواهد بود.

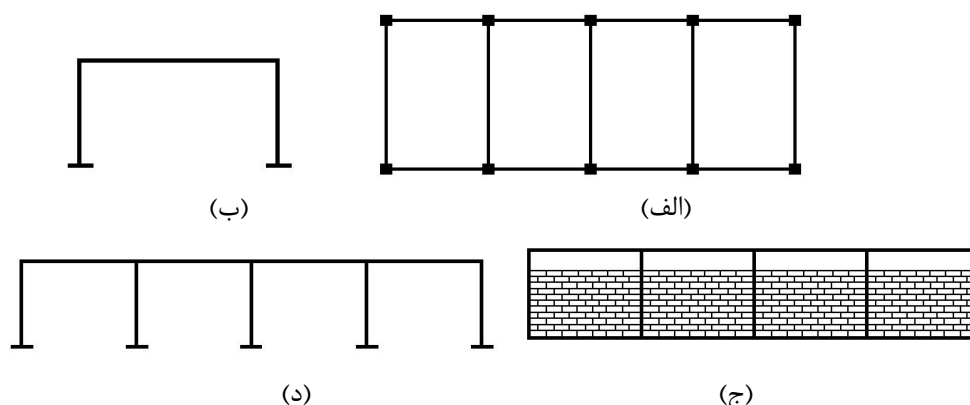
اگر سازه‌ی زیر به‌صورت فولادی باشد مشکل ستون کوتاه وجود نداشته و فقط باید طبقه‌ی اول را به‌عنوان طبقه‌ی نرم برای نیروهای افزایش یافته‌ی طراحی کرد. البته اگر در این حالت نیز دیوارها از ستون‌ها جدا شود، طبقه‌ی اول به‌صورت طبقه‌ی نرم رفتار نخواهد کرد.



شکل ۱۱- ستون کوتاه در طبقات فوقانی و طبقه‌ی اول نرم

۷- ستون کوتاه در ساختمان سه بعدی

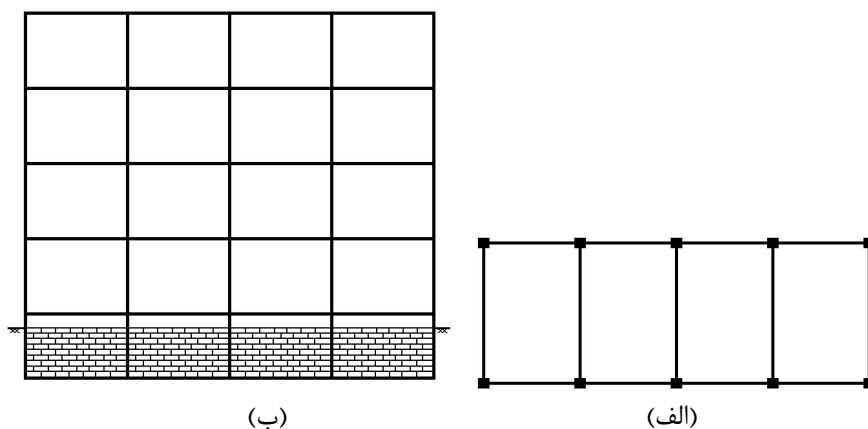
برای بررسی رفتار واقعی ساختمان باید آن‌را به‌صورت سه بعدی در نظر گرفته و اثرات پیچش را در بارگذاری و طراحی لحاظ کرد. معمولاً چیدمان دیوارها در قسمت پیرامونی سازه و بخش‌های درونی آن تفاوت زیادی با هم دارند. احتمال ایجاد ستون کوتاه در قسمت‌های پیرامونی ساختمان نسبت به بخش‌های درونی آن بسیار بیشتر است. همچنین دیوارهای پرکننده‌ی بدون بازشو در قسمت‌هایی از ساختمان که به ساختمان‌های مجاور می‌رسد، بیشتر از قسمت‌های نمای قابل رؤیت است. به‌عنوان مثال ساختمان یک طبقه مطابق شکل (۱۲) را در نظر بگیرید. هدف این است که اثر کوتاه شدن ستون‌های نمای شمالی در توزیع نیروی جانبی بررسی شود.



شکل ۱۲- هندسه‌ی ساختمان، الف: پلان، ب: نمای قاب‌ها در راستای شرقی- غربی، ج: نمای شمالی، د: نمای جنوبی

اکنون مسأله‌ی ساده‌ای مطابق شکل (۱۳) در نظر می‌گیریم. هرچند در قسمت زیرزمین این سازه بتنی ستون کوتاه ایجاد شده است، اما به‌علت تقارن و مطابق توضیحات قبلی می‌توان گفت:

- میزان افزایش نیروی برشی در ستون‌های کوتاه طوری است که می‌توان آن‌را به کمک خاموت‌های ویژه تحمل کرد.
- اگر ارتفاع بازشو کمتر از حدود یک سوم ارتفاع ستون باشد، آنگاه می‌توان تراز پایه را به جای پی در بالای طبقه‌ی زیرزمین قرار داد.



شکل ۱۳- پلان (الف) و نماهای جنوبی و شمالی ساختمان (ب)

مراجع

- [۱]. تابش پور، محمدرضا؛ «تفسیر مفهومی کاربردی آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله، ویرایش سوم آیین نامه ۲۸۰۰ (جلد اول: فصل اول آیین نامه)»، انتشارات گنج هنر، تهران، ۱۳۸۶.
- [۲]. تابش پور، محمدرضا؛ «دیوار پرکننده آجری در قاب های سازه ای»، انتشارات فدک ایستاتیس، تهران، ۱۳۸۸.
- [۳]. تابش پور، محمدرضا؛ «بهسازی لرزه ای قاب های سازه ای دارای دیوار پرکننده آجری»، انتشارات فدک- ایستاتیس، تهران، ۱۳۸۸.
- [۴]. تابش پور، محمدرضا؛ «الزامات دارای دیوار پرکننده آجری در آیین نامه ۲۸۰۰»، انتشارات فدک ایستاتیس، تهران، ۱۳۸۸.
- [۵]. تابش پور، محمد رضا؛ «بررسی مودهای شکست سازه های آجری» مجله بنا، ۱۳۸۳.
- [۶]. تابش پور، محمد رضا و همکاران؛ «ارزیابی محاسباتی شکست ستون کوتاه در هنگام زلزله»، پژوهشنامه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، بهار ۱۳۸۴.
- [۷]. استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش سوم، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ۱۳۸۴.