آیین نامه طراحی سازه های بتنی و تفسیر ACI318-19

جلد دوم – فصول ۱۸ تا ۲۷

نسخه فارسی – انگلیسی

مولف: کمیته ۳۱۸ آیین نامه بتن آمریکا

ترجمه و تدوین : گروه مترجمین

جلد اول

فهرست مطالب

فصل ۱: کلیات ۱۱

۱-۱ محدوده کاربرد ACI 318 ..... ۱۲
۱-۲ کلیات ۱۲
۱-۳ هدف ۱۲
۱-۴ کاربرد ۱۴
۱-۵ تفسیر ۱۸
۱-۶ مراجع رسمی ساختمان ۲۰
۱-۷ طراح حرفه‌ای دارای صلاحیت ۲۰
۱-۸ مدارک ساخت و اجرا و گزارشات طراحی ۲۰
۱-۹ آزمایش و نظارت ۲۲
۱-۱۰ تأیید سیستم‌های ویژه طراحی، ساخت، یا ۲۲

فصل ۲: نمادها و اصطلاحات فنی ۲۵

۲-۱ محدوده کاربرد ۲۶
۲-۲ نمادها ۲۶
۲-۳ واژگان ۵۸

فصل ۳: استانداردهای مرجع ۹۱

۳-۱ محدوده کاربرد ۹۲
۳-۲ استانداردهای مرجع ۹۲

فصل ۴: الزامات سیستم‌های سازه‌ای ۹۹

۴-۱ محدوده کاربرد ۱۰۰
۴-۲ مصالح ۱۰۰
۴-۳ بارهای طراحی ۱۰۰
۴-۴ سیستم سازهای و مسیرهای بار ۱۰۲
۴-۵ تحلیل سازه ۱۰۶
۴-۶ مقاومت ۱۰۸
۴-۷ خدمت‌پذیری ۱۱۰
۴-۸ دوام ۱۱۰
۴-۹ پایداری ۱۱۰
۴-۱۰ یکپارچگی سازه‌ای ۱۱۰
۴-۱۱ مقاومت در برابر حریق ۱۱۲
۴-۱۲ الزامات ساخت و سازه‌ای ویژه ۱۱۲
۴-۱۳ اجرا و نظارت ۱۱۶
۴-۱۴ ارزیابی مقاومت سازه‌های موجود ۱۱۶

فصل ۵: بارها ۱۱۹

۵-۱ محدوده کاربرد ۱۲۰
۵-۲ کلیات ۱۲۰
۵-۳ ضرایب بار و ترکیبات بار ۱۲۲

فصل ۶: تحلیل سازه‌ها ۱۳۱

۶-۱ محدوده کاربرد ۱۳۲
۶-۲ کلیات ۱۳۲
۶-۳ فرضیات مدلسازی ۱۴۲
۶-۴ چیدمان بار زنده ۱۴۴
۶-۵ روش ساده‌شده تحلیل تیرهای ممتد ۱۴۶
۶-۶ تحلیل خطی مرتبه اول ۱۴۸
۶-۷ تحلیل خطی مرتبه دوم ۱۶۶
۶-۸ تحلیل غیرخطی ۱۶۸
۶-۹ قابلیت پذیرش تحلیل اجزا محدود ۱۷۰

فصل ۷: دال‌های یک‌طرفه ۱۷۵

۷-۱ محدوده کاربرد ۱۷۶
۷-۲ کلیات ۱۷۶

۷–۳ محدودیت‌های طراحی ۱۷۶
۷–۴ مقاومت موردنیاز ۱۸۰
۷–۵ مقاومت طراحی ۱۸۰
۷–۶ محدودیت‌های آرماتورها ۱۸۲
۷–۷ جزئیات آرماتورگذاری ۱۸۶

فصل ۸: دال‌های دوطرفه ۱۹۷
۸–۱ محدوده کاربرد ۱۹۸
۸–۲ کلیات ۱۹۸
۸–۳ محدودیت‌های طراحی ۲۰۰
۸–۴ مقاومت موردنیاز ۲۰۶
۸–۵ مقاومت طراحی ۲۱۸
۸–۶ محدودیت‌های آرماتورگذاری ۲۲۰
۸–۷ جزئیات آرماتورگذاری ۲۲۶
۸–۸ سیستم‌های تیرچه دوطرفه غیرپیش‌تنیده ۲۵۰

فصل ۹: تیرها ۲۵۵
۹–۱ محدوده کاربرد ۲۵۶
۹–۲ کلیات ۲۵۶
۹–۳ محدودیت طراحی ۲۵۸
۹–۴ مقاومت موردنیاز ۲۶۲
۹–۵ مقاومت طراحی ۲۶۸
۹–۶ محدودیت آرماتور ۲۷۲
۹–۷ جزییات آرماتورگذاری ۲۸۰
۹–۸ سیستم‌های تیرچه یک طرفه غیرپیش‌تنیده ۳۰۴
۹–۹ تیرهای عمیق ۳۰۶

فصل ۱۰: ستون‌ها ۳۱۱
۱۰–۱ محدوده کاربرد ۳۱۲
۱۰–۲ کلیات ۳۱۲
۱۰–۳ محدودیت‌های طراحی ۳۱۲
۱۰–۴ مقاومت مورد نیاز ۳۱۴
۱۰–۵ مقاومت طراحی ۳۱۶
۱۰–۶ محدودیت‌های آرماتورگذاری ۳۱۸
۱۰–۷ جزییات آرماتورگذاری ۳۱۸

فصل ۱۱: دیوارها ۳۳۱
۱۱–۱ محدوده کاربرد ۳۳۲
۱۱–۲ کلیات ۳۳۲
۱۱–۳ محدودیت‌های طراحی ۳۳۴
۱۱–۴ مقاومت لازم ۳۳۴
۱۱–۵ مقاومت طراحی ۳۳۶
۱۱–۶ محدودیت‌های آرماتورگذاری ۳۴۲
۱۱–۷ جزییات آرماتورگذاری ۳۴۴
۱۱–۸ روش جایگزین برای تحلیل دیوارهای لاغر ۳۴۶

فصل ۱۲: دیافراگم‌ها ۳۵۳
۱۲–۱ محدوده کاربرد ۳۵۴
۱۲–۲ کلیات ۳۵۶
۱۲–۳ محدودیت‌های طراحی ۳۵۸
۱۲–۴ مقاومت موردنیاز ۳۶۰
۱۲–۵ مقاومت طراحی ۳۶۶
۱۲–۶ محدودیت آرماتورگذاری ۳۸۰
۱۲–۷ جزییات آرماتورگذاری ۳۸۰

فصل ۱۳: شالوده‌ها ۳۸۵
۱۳–۱ محدوده کاربرد ۳۸۶
۱۳–۲ کلیات ۳۹۰
۱۳–۳ شالوده‌های سطحی ۳۹۸
۱۳–۴ شالوده‌های عمیق ۴۰۰

فصل ۱۴: بتن غیرمسلح ۴۱۱
۱۴–۱ محدوده کاربرد ۴۱۲
۱۴–۲ کلیات ۴۱۴
۱۴–۳ محدودیت‌های طراحی ۴۱۴
۱۴–۴ مقاومت موردنیاز ۴۱۸
۱۴–۵ مقاومت طراحی ۴۲۰
۱۴–۶ جزییات آرماتورها ۴۲۶

فصل ۱۵: اتصالات تیر – ستون و دال – ستون... ۴۲۹
۱۵–۱ محدوده کاربرد ۴۳۰

۱۵–۲ کلیات ۴۳۰
۱۵–۳ جزییات اتصالات ۴۳۲
۱۵–۴ الزامات مقاومتی برای اتصالات تیر– ستون ۴۳۴
۱۵–۵ انتقال بار محوری ستون از طریق سیستم کف ۴۳۶

فصل ۱۶: اتصالات بین اعضا ۴۴۱
۱۶–۱ محدوده کاربرد ۴۴۲
۱۶–۲ اتصالات اعضاء پیش‌ساخته ۴۴۲
۱۶–۳ اتصالات به شالوده ۴۵۲
۱۶–۴ انتقال برش افقی در اعضای بتنی مرکب ۴۵۸
۱۶–۵ نشیمن ۴۶۲

فصل ۱۷: مهار در بتن ۴۷۵
۱۷–۱ محدوده کاربرد ۴۷۶
۱۷–۲ کلیات ۴۷۸
۱۷–۳ محدودیت‌های طراحی ۴۸۰
۱۷–۴ مقاومت مورد نیاز ۴۸۲
۱۷–۵ مقاومت لرزه‌ای ۴۸۲
۱۷–۶ مقاومت کششی ۵۰۲
۱۷–۷ مقاومت برشی ۵۳۲
۱۷–۸ اندرکنش نیروهای کششی و برشی ۵۵۰
۱۷–۹ فاصله از لبه‌ها، فواصل (مهارها) و ۵۵۰
۱۷–۱۰ الزامات نصب مهارهای مقاوم در برابر زلزله ۵۵۴
۱۷–۱۱ قطعات الحاقی با زبانه برشی ۵۶۴

پیوست تصاویر رنگی ۵۷۹

جلد دوم

فهرست مطالب

فصل ۱۸: سازه‌های مقاوم در برابر زلزله..... ۱۱

۱۸-۱ محدوده کاربرد ۱۲
۱۸-۲ کلیات..... ۱۲
۱۸-۳ قاب‌های خمشی معمولی..... ۲۴
۱۸-۴ قاب‌های خمشی متوسط ۲۶
۱۸-۵ دیوارهای سازه‌ای پیش‌ساخته متوسط ۴۰
۱۸-۶ تیرهای قاب‌های خمشی ویژه..... ۴۰
۱۸-۷ ستون‌های قاب‌های خمشی ویژه..... ۵۲
۱۸-۸ اتصالات قاب‌های خمشی ویژه ۶۴
۱۸-۹ قاب‌های خمشی ویژه با بتن پیش‌ساخته..... ۷۰
۱۸-۱۰ دیوارهای سازه‌ای ویژه ۷۶
۱۸-۱۱ دیوارهای سازه‌ای ویژه با بتن پیش‌ساخته..... ۱۱۴
۱۸-۱۲ دیافراگم‌ها و خرپاها..... ۱۱۴
۱۸-۱۳ شالوده..... ۱۲۸
۱۸-۱۴ اعضایی که به‌عنوان بخشی از سیستم ۱۴۴

فصل ۱۹: الزامات طراحی و دوام بتن..... ۱۵۱

۱۹-۱ محدوده کاربرد ۱۵۲
۱۹-۲ مشخصات طراحی بتن..... ۱۵۲
۱۹-۳ الزامات دوام بتن..... ۱۵۶
۱۹-۴ الزامات دوام گروت..... ۱۸۰

فصل ۲۰: آرماتور فولادی، دوام و ۱۸۳

۲۰-۱ محدوده کاربرد ۱۸۴
۲۰-۲ میلگردهای غیرپیش‌تنیده و سیم‌ها..... ۱۸۴
۲۰-۳ کابل‌ها، سیم‌ها و میلگردهای پیش‌تنیدگی..... ۱۹۶
۲۰-۴ آرماتورهای گل‌میخ برشی سردار..... ۲۰۴
۲۰-۵ ضوابط دوام آرماتور فولادی..... ۲۰۴
۲۰-۶ قطعات مدفون در بتن ۲۱۸

فصل ۲۱: ضرایب کاهش مقاومت..... ۲۲۳

۲۱-۱ محدوده کاربرد ۲۲۴
۲۱-۲ ضرایب کاهش مقاومت برای اعضا و ۲۲۴

فصل ۲۲: مقاومت مقاطع..... ۲۳۷

۲۲-۱ محدوده کاربرد..... ۲۳۸
۲۲-۲ فرضیات طراحی برای مقاومت خمشی و ۲۳۸
۲۲-۳ مقاومت خمشی ۲۴۲
۲۲-۴ مقاومت محوری یا ترکیب مقاومت خمشی و ۲۴۴
۲۲-۵ مقاومت برشی یکطرفه..... ۲۴۶
۲۲-۶ مقاومت برشی دوطرفه..... ۲۶۶
۲۲-۷ مقاومت پیچشی..... ۲۸۴
۲۲-۸ مقاومت اتکایی ۳۰۰
۲۲-۹ برش اصطکاکی..... ۳۰۴

فصل ۲۳: مدل‌های تشابه خرپایی ۳۱۵

۲۳-۱ محدوده کاربرد..... ۳۱۶
۲۳-۲ کلیات..... ۳۱۸
۲۳-۳ مقاومت طراحی ۳۳۲
۲۳-۴ مقاومت بست‌ها (اعضای فشاری)..... ۳۳۲
۲۳-۵ حداقل آرماتور توزیع شده..... ۳۳۶
۲۳-۶ جزئیات آرماتورگذاری بست‌ها..... ۳۳۸
۲۳-۷ مقاومت بندها (اعضای کششی)..... ۳۴۰
۲۳-۸ جزئیات آرماتورگذاری بندها ۳۴۰
۲۳-۹ مقاومت ناحیه گره‌ای..... ۳۴۲
۲۳-۱۰ گره‌های آرماتورهای خم‌دار..... ۳۴۴
۲۳-۱۱ طراحی مقاوم لرزه‌ای با استفاده از ۳۵۰

فصل ۲۴: الزامات خدمت‌پذیری (بهره‌برداری)..... ۳۵۷
۲۴-۱ محدوده کاربرد..... ۳۵۸
۲۴-۲ تغییرمکان‌های (خیز) ناشی از بارهای ثقلی ۳۵۸
۲۴-۳ توزیع آرماتور خمشی در دال‌های ۳۶۸
۲۴-۴ آرماتور حرارتی و جمع‌شدگی (انقباض)..... ۳۷۰
۲۴-۵ تنش‌های مجاز در اعضای خمشی ۳۷۴

فصل ۲۵: جزییات آرماتوربندی..... ۳۸۳
۲۵-۱ محدوده کاربرد..... ۳۸۴
۲۵-۲ حداقل فاصله آرماتورها..... ۳۸۴
۲۵-۳ قلاب‌های استاندارد، قلاب‌های لرزه‌ای، ۳۸۸
۲۵-۴ مهار آرماتورها..... ۳۹۲
۲۵-۵ وصله‌ها..... ۴۲۶
۲۵-۶ گروه میلگردها..... ۴۳۶
۲۵-۷ آرماتور عرضی..... ۴۳۸
۲۵-۸ مهاربندی‌ها و اتصال‌دهنده‌های پس‌کشیدگی..... ۴۵۸
۲۵-۹ نواحی مهاربندی برای تاندون‌های پس‌کشیده..... ۴۶۰

فصل ۲۶: مدارک ساخت و اجرا و نظارت بر اجرا..... ۴۸۱
۲۶-۱ هدف..... ۴۸۲
۲۶-۲ معیارهای طراحی ۴۸۴
۲۶-۳ اطاعات مربوط به عضو..... ۴۸۶
۲۶-۴ الزامات مصالح و طرح اختلاط بتن..... ۴۸۶
۲۶-۵ تولید و اجرای بتن ۵۰۸
۲۶-۶ الزامات مصالح و اجرای آرماتوربندی..... ۵۲۲
۲۶-۷ مهار در بتن..... ۵۳۲
۲۶-۸ جایگذاری..... ۵۳۶
۲۶-۹ الزامات تکمیلی برای بتن پیش‌ساخته..... ۵۳۸
۲۶-۱۰ الزامات تکمیلی برای بتن پیش‌تنیده..... ۵۴۰
۲۶-۱۱ قالب‌بندی..... ۵۴۴
۲۶-۱۲ ارزیابی و پذیرش بتن ۵۴۸
۲۶-۱۳ نظارت..... ۵۶۰

فصل ۲۷: ارزیابی مقاومت سازه‌های موجود..... ۵۷۱
۲۷-۱ محدوده کاربرد..... ۵۷۲
۲۷-۲ کلیات..... ۵۷۲
۲۷-۳ ارزیابی تحلیلی مقاومت..... ۵۷۴
۲۷-۴ ارزیابی مقاومت به آزمایش بارگذاری..... ۵۷۶
۲۷-۵ روند آزمایش بارگذاری یکنواخت..... ۵۷۸
۲۷-۶ روند آزمایش بارگذاری سیکلی..... ۵۸۲

پیوست تصاویر رنگی..... ۵۸۷

آیین‌نامه	تفسیر

۱۸-۲-۲ تحلیل و تعیین ابعاد اعضای سازه‌ای

۱۸-۲-۲-۱ اندرکنش تمام اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای که بر پاسخ خطی و غیرخطی سازه به زمین‌لرزه مؤثر هستند، باید در تحلیل مدنظر قرار گیرد.

۱۸-۲-۲-۲ استفاده از اعضای صلب که بخشی از سیستم مقاوم لرزه‌ای نباشند، در صورت لحاظ شدن اثر آن‌ها بر پاسخ سیستم در طراحی سازه، مجاز می‌باشد. پیامدهای ناشی از شکست اعضای سازه‌ای و (اعضای) غیرسازه‌ای که بخشی از سیستم مقاوم لرزه‌ای نیستند، نیز باید در نظر گرفته شود.

۱۸-۲-۲-۳ اعضای سازه‌ای که تا زیر تراز پایه سازه ادامه پیدا می‌کنند و باید نیروهای ناشی از اثرات زلزله را به شالوده منتقل نمایند، باید از الزامات فصل ۱۸ که با سیستم مقاوم لرزه‌ای بالای تراز پایه سازه سازگار هستند، تبعیت نمایند.

۱۸-۲-۳ مهار در بتن

۱۸-۲-۳-۱ مهاری‌های مقاوم در برابر نیروهای ناشی از زلزله در سازه‌های متعلق به گروه‌های طرح لرزه‌ای C، D، E، یا F باید مطابق ضوابط بخش ۱۷-۱۰ باشند.

مقاومت، ظرفیت استهلاک انرژی و ظرفیت تغییر شکل یک سیستم قابی پیشنهادی، برابر یا بیشتر از یک سیستم مشابه یکپارچه بتنی می‌باشد، مورداستفاده قرار گیرند. ACI ITG-5.1 اطلاعات مشابهی را برای سیستم‌های دیوار پیش‌ساخته فراهم آورده است.

الزامات طاقت (چقرمگی) در بخش ۱۸-۲-۱-۷ به الزامات حفظ یکپارچگی سازه‌ای برای کل سیستم مقاوم لرزه‌ای در تغییر مکان‌های جانبی موردانتظار برای حداکثر زمین‌لرزه موردنظر، اشاره دارد. بسته به مشخصات استهلاک انرژی سیستم سازه‌ای مورداستفاده، چنین جابجایی‌هایی ممکن است از آنچه برای یک سازه بتن مسلح یکپارچه مطابق ضوابط تعیین شده توسط بخش‌های دیگر این آیین‌نامه تعیین شده، بزرگ‌تر باشند.

۱۸-۲-۲ تحلیل و تعیین ابعاد اعضای سازه‌ای

۱۸-۲-۲-۱ فرض می‌شود که توزیع مقاومت موردنیاز در اجزاء مختلف سیستم مقاوم لرزه‌ای از تحلیل یک مدل ارتجاعی خطی از سیستم تحت بارهای ضریبدار، همان‌طور که در آیین‌نامه عمومی ساختمان آمده، تعیین می‌شود. چنانچه تحلیل تاریخچه زمانی پاسخ غیرخطی مورداستفاده قرار گیرد، حرکات زمین باید بعد از یک مطالعه دقیق بر روی شرایط محل و تاریخچه لرزه‌ای محلی انتخاب شود.

چون اصول طراحی مقاوم لرزه‌ای، پاسخ غیرخطی را تأیید می‌کند، لازم است که پایداری سیستم مقاوم لرزه‌ای، درست مانند اندرکنش آن با دیگر اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای، تحت اثر تغییر مکان‌های جانبی موردانتظار ناشی از حداکثر حرکات زمین بر اثر زلزله، بررسی شود. برای محاسبات تغییر مکان جانبی، فرض ترک‌خوردگی کامل تمام اعضای سازه‌ای، نسبت به استفاده از سختی در حالت ترک نخورده برای تمام اعضا، برآورد بهتری از تغییر مکان ممکن را به دست می‌دهد. فرضیات تحلیل ذکر شده در بندهای ۶-۶-۳-۱ ممکن است برای تخمین تغییر مکان‌های جانبی سیستم‌های ساختمانی بتن مسلح مورداستفاده قرار گیرد.

هدف اصلی فصل ۱۸ ایمنی سازه می‌باشد. هدف بندهای ۱۸-۲-۲-۱ و ۱۸-۲-۲-۲ توجه به اثر اعضای غیرسازه‌ای بر پاسخ سازه‌ای و خطرات سقوط اجسام می‌باشد.

بخش ۱۸-۲-۲-۳ هشداری است برای توجه به این موضوع که تراز پایه سازه آن‌طور که در تحلیل تعریف شده، ممکن است الزاماً مطابق بر سطح زمین یا شالوده نباشد. جزییات ستون‌ها و دیوارهای سراسری در زیر تراز پایه سازه تا شالوده باید سازگار با ستون‌ها و دیوارهای بالای تراز پایه باشند.

در انتخاب ابعاد اعضا برای سازه‌های مقاوم در برابر زلزله، در نظر گرفتن مسائل اجرایی مربوط به تراکم آرماتورها اهمیت دارد. طراحی باید طوری باشد که تمام آرماتور در محل مناسب قرار گیرند و بتن به‌خوبی ریخته و متراکم شود. استفاده از حد بالای نسبت مجاز آرماتور ممکن است به مشکلات اجرایی منجر شود.

CODE

COMMENTARY

strength, energy dissipation capacity, and deformation capacity of a proposed frame system equals or exceeds that provided by a comparable monolithic concrete system. ACI ITG-5.1M provides similar information for precast wall systems.

The toughness requirement in 18.2.1.7 refers to the requirement to maintain structural integrity of the entire seismic-force-resisting system at lateral displacements anticipated for the maximum considered earthquake motion. Depending on the energy-dissipation characteristics of the structural system used, such displacements may be larger than for a monolithic reinforced concrete structure satisfying the prescriptive provisions of other parts of this Code.

18.2.2 *Analysis and proportioning of structural members*

R18.2.2 *Analysis and proportioning of structural members*

18.2.2.1 The interaction of all structural and nonstructural members that affect the linear and nonlinear response of the structure to earthquake motions shall be considered in the analysis.

18.2.2.2 Rigid members assumed not to be a part of the seismic-force-resisting system shall be permitted provided their effect on the response of the system is considered in the structural design. Consequences of failure of structural and nonstructural members that are not a part of the seismic-force-resisting system shall be considered.

18.2.2.3 Structural members extending below the base of structure that are required to transmit forces resulting from earthquake effects to the foundation shall comply with the requirements of Chapter 18 that are consistent with the seismic-force-resisting system above the base of structure.

It is assumed that the distribution of required strength to the various components of a seismic-force-resisting system will be determined from the analysis of a linearly elastic model of the system acted upon by the factored forces, as required by the general building code. If nonlinear response history analyses are to be used, base motions should be selected after a detailed study of the site conditions and local seismic history.

Because the basis for earthquake-resistant design admits nonlinear response, it is necessary to investigate the stability of the seismic-force-resisting system, as well as its interaction with other structural and nonstructural members, under expected lateral displacements corresponding to maximum considered earthquake ground motion. For lateral displacement calculations, assuming all the structural members to be fully cracked is likely to lead to better estimates of the possible drift than using uncracked stiffness for all members. The analysis assumptions described in 6.6.3.1 may be used to estimate lateral deflections of reinforced concrete building systems.

The main objective of Chapter 18 is the safety of the structure. The intent of 18.2.2.1 and 18.2.2.2 is to draw attention to the influence of nonstructural members on structural response and to hazards from falling objects.

Section 18.2.2.3 serves as an alert that the base of structure as defined in analysis may not necessarily correspond to the foundation or ground level. Details of columns and walls extending below the base of structure to the foundation are required to be consistent with those above the base of structure.

In selecting member sizes for earthquake-resistant structures, it is important to consider constructibility problems related to congestion of reinforcement. The design should be such that all reinforcement can be assembled and placed in the proper location and that concrete can be cast and consolidated properly. Using the upper limits of permitted reinforcement ratios may lead to construction problems.

18.2.3 *Anchoring to concrete*

18.2.3.1 Anchors resisting earthquake-induced forces in structures assigned to SDC C, D, E, or F shall be in accordance with 17.10.

آیین‌نامه

۱۸-۲-۴ ضرایب کاهش مقاومت

۱۸-۲-۴-۱ ضرایب کاهش مقاومت باید مطابق فصل ۲۱ باشند.

۱۸-۲-۵ بتن قاب‌های خمشی ویژه و دیوارهای سازه‌ای ویژه

۱۸-۲-۵-۱ مقاومت مشخصه فشاری بتن در قاب‌های خمشی ویژه و دیوارهای سازه‌ای ویژه باید مطابق الزامات سیستم‌های ویژه لرزه‌ای جدول ۱۹-۲-۱-۱ باشد.

۱۸-۲-۶ آرماتور قاب‌های خمشی ویژه و دیوارهای سازه‌ای ویژه

۱۸-۲-۶-۱ آرماتور در قاب‌های خمشی ویژه و دیوارهای سازه‌ای ویژه باید مطابق الزامات سیستم‌های لرزه‌ای ویژه در بخش ۲۰-۲-۲ باشد.

تفسیر

۱۸-۲-۴ ضرایب کاهش مقاومت

۱۸-۲-۴-۱ فصل ۲۱ حاوی ضرایب کاهش مقاومت برای تمام اعضا، اتصال‌ها و اتصالات سازه‌های مقاوم لرزه‌ای، شامل ضوابط ویژه در بخش۲۱-۲-۴ برای ساختمان‌های دارای قاب‌های خمشی ویژه، دیوارهای سازه‌ای ویژه و دیوارهای پیش‌ساخته متوسط می‌باشد.

۱۸-۲-۵ بتن قاب‌های خمشی ویژه و دیوارهای سازه‌ای ویژه

الزامات این بخش به کیفیت بتن در قاب‌ها و دیوارهای مقاوم در برابر بارهای ناشی از زلزله اشاره دارد. حداکثر مقاومت مشخصه فشاری بتن سبک مورداستفاده در محاسبات طراحی سازه‌ای به ۳۵ مگاپاسکال محدود شده است، دلیل اصلی این امر کمبود اطلاعات کارگاهی و آزمایشگاهی در مورد رفتار اعضای ساخته شده با بتن سبک در معرض تغییر مکان‌های رفت‌وبرگشتی در محدوده غیرخطی می‌باشد. چنانچه شواهد کافی برای یک کاربرد مشخص تهیه شود، محدودیت حداکثر مقاومت مشخصه بتن سبک می‌تواند به سطح مورد تأیید شواهد، افزایش یابد.

۱۸-۲-۶ آرماتور قاب‌های خمشی ویژه و دیوارهای سازه‌ای ویژه

۱۸-۲-۶-۱ آرماتورهای غیرپیش‌تنیده برای سیستم‌های سازه‌ای باید مطابق بندهای ۲۰-۲-۲-۴ و ۲۰-۲-۲-۵ باشند. با شروع با ACI 318-19، آرماتورهای ASTM A706 رده ۵۵۰ و ۶۹۰ برای مقاومت در برابر لنگر، بارهای محوری و برشی در دیوارهای سازه‌ای ویژه و تمام اجزای دیوارهای سازه‌ای ویژه شامل تیرهای همبند و دیوارپایه‌ها مجاز هستند. همچنین آرماتورهای ASTM A706 رده ۵۵۰ در قاب‌های خمشی ویژه نیز مجاز است. نتایج آزمایش‌ها و مطالعات تحلیلی ارائه‌شده در تحقیق NIST (۲۰۱۴) و Sokoli و Ghannoum (۲۰۱۶) نشان می‌دهد که تیرها و ستون‌های قاب خمشی ویژه که به‌درستی با آرماتورهای ASTM A706 رده ۵۵۰ و ۶۹۰ مسلح شده‌اند، مقاومت و تغییرشکلی مشابه اعضایی که با آرماتور رده ۴۲۰ مسلح شده‌اند، نشان می‌دهند. استفاده از آرماتور رده ۶۹۰ در قاب‌های خمشی ویژه مجاز نیست؛ زیرا اطلاعات کافی برای نمایش عملکرد لرزه‌ای مناسب آن‌ها وجود ندارد.

برای مجاز دانستن آرماتورهای ASTM A706 رده ۵۵۰ و ۶۹۰، آیین‌نامه‌ی ۲۰۱۹ محدودیت‌هایی برای فاصله‌ی آرماتورهای عرضی به‌منظور تأمین تکیه‌گاه کافی برای آرماتورهای طولی جهت کنترل کمانش آرماتورهای طولی در نظر گرفته است. در قاب‌های خمشی ویژه برای استفاده از آرماتورهای رده ۵۵۰، افزایش عمق اتصال به‌منظور جلوگیری از لغزش اضافی میلگردهای تیر که از اتصال تیر-ستون عبور می‌کنند، الزامی می‌باشد (۱۸-۸-۲-۳).

الزامات برای مقاومت کششی بزرگ‌تر از مقاومت تسلیم آرماتورها (بند ۲۰-۲-۲-۵، جدول ۲۰-۲-۱-۳(ب)) بر اساس این فرض است که توانایی یک عضو سازه‌ای برای تأمین ظرفیت چرخشی غیرالاستیک تابعی از طول ناحیه‌ی تسلیم در امتداد محور عضو می‌باشد. در تفسیر نتایج آزمایشگاهی، طول ناحیه‌ی تسلیم

CODE	COMMENTARY
18.2.4 *Strength reduction factors*	**R18.2.4** *Strength reduction factors*
18.2.4.1 Strength reduction factors shall be in accordance with Chapter 21.	**R18.2.4.1** Chapter 21 contains strength reduction factors for all members, joints, and connections of earthquake-resistant structures, including specific provisions in 21.2.4 for buildings that use special moment frames, special structural walls, and intermediate precast walls.
18.2.5 *Concrete in special moment frames and special structural walls*	**R18.2.5** *Concrete in special moment frames and special structural walls*
18.2.5.1 Specified compressive strength of concrete in special moment frames and special structural walls shall be in accordance with the special seismic systems requirements of Table 19.2.1.1.	Requirements of this section refer to concrete quality in frames and walls that resist earthquake-induced forces. The maximum specified compressive strength of lightweight concrete to be used in structural design calculations is limited to 35 MPa, primarily because of paucity of experimental and field data on the behavior of members made with lightweight concrete subjected to displacement reversals in the nonlinear range. If convincing evidence is developed for a specific application, the limit on maximum specified compressive strength of lightweight concrete may be increased to a level justified by the evidence.
18.2.6 *Reinforcement in special moment frames and special structural walls*	**R18.2.6** *Reinforcement in special moment frames and special structural walls*
18.2.6.1 Reinforcement in special moment frames and special structural walls shall be in accordance with the special seismic systems requirements of 20.2.2.	**R18.2.6.1** Nonprestressed reinforcement for seismic systems is required to meet 20.2.2.4 and 20.2.2.5. Starting with ACI 318-19, ASTM A706 Grades 550 and 690 reinforcement is permitted to resist moments, axial, and shear forces in special structural walls and all components of special structural walls, including coupling beams and wall piers. ASTM A706 Grade 550 reinforcement is also permitted in special moment frames. Results of tests and analytical studies presented in NIST (2014) and Sokoli and Ghannoum (2016) indicate that properly detailed beams and columns of special moment frames with ASTM A706 Grade 550 reinforcement exhibit strength and deformation capacities similar to those of members reinforced with Grade 420 reinforcement. The use of Grade 690 reinforcement is not allowed in special moment frames because there is insufficient data to demonstrate satisfactory seismic performance. To allow the use of ASTM A706 Grades 550 and 690 reinforcement, the 2019 Code includes limits for spacing of transverse reinforcement to provide adequate longitudinal bar support to control longitudinal bar buckling. In special moment frames, the use of Grade 550 reinforcement requires increased joint depths to prevent excessive slip of beam bars passing through beam-column joints (18.8.2.3). The requirement for a tensile strength greater than the yield strength of the reinforcement (20.2.2.5, Table 20.2.1.3(b)) is based on the assumption that the capability of a structural member to develop inelastic rotation capacity is a function of the length of the yield region along the axis of the member. In interpreting experimental results, the length of

آیین‌نامه

تفسیر

مربوط به بزرگی نسبی لنگرهای اسمی و تسلیم می‌باشد (ACI 352R). با توجه به این تفسیر، هرچه نسبت لنگر اسمی به لنگر خمشی بزرگ‌تر باشد، ناحیه‌ی تسلیم طولانی‌تر می‌شود. مطابق الزامات فصل بیستم نسبت مقاومت کششی واقعی به مقاومت تسلیم واقعی باید حداقل برابر ۱/۲۵ برای آرماتورهای ASTM A615 رده ۴۲۰ باشد.

محدودیت‌های مربوط به مقدار f_{yt} می‌بایست به تمامی انواع آرماتورهای عرضی شامل دورپیچ‌ها، دورگیر دایره‌ای، دورگیر مستطیلی و سنجاقی‌ها اعمال شود. نتایج مطالعات (Budek et al. 2002; Muguruma and Watanabe 1990; Sugano et al. 1990) نشان می‌دهد که آرماتورها با مقاومت تسلیم‌های بزرگ‌تر می‌توانند به‌صورت مؤثر به‌عنوان آرماتور محصورکننده همان‌گونه که در بند ۱۸-۷-۵-۴ مشخص شده، مورداستفاده قرار گیرند.

افزایش به ۵۵۰ و ۶۹۰ MPa برای برش طراحی برخی اعضای سیستم‌های طراحی لرزه‌ای ویژه بر اساس مطالعاتی است که نشان می‌دهد مقاومت برشی طراحی می‌تواند ارتقا یابد (Wallace 1998; Aoyama 2001; Budek et al. 2002; Sokoli and Ghan-noum 2016; Cheng et al. 2016; Huq et al. 2018; Weber-Kamin et al. 2019). محدودیت MPa ۴۲۰ برای مقدار f_{yt} میلگردهای آجدار در بند ۲۰-۲-۲-۴ برای محاسبه‌ی مقاومت برشی اسمی به‌منظور محدود ساختن عرض ترک‌های برشی تحت اثر بارهای سطح بهره‌برداری در نظر گرفته می‌شود. ترک‌خوردگی سطح بهره‌برداری در اعضای سیستم مقاوم لرزه‌ای که در معرض نیروهای لرزه‌ای سطح طراحی هستند، مسئله‌ی نگران‌کننده‌ای نمی‌باشد.

۱۸-۲-۷ وصله‌های مکانیکی در قاب‌های خمشی ویژه و دیوارهای ویژه سازه‌ای

۱۸-۲-۷ وصله‌های مکانیکی در قاب‌های خمشی ویژه و دیوارهای ویژه سازه‌ای

برای سازه‌هایی که در اثر زلزله متحمل تغییر شکل‌های غیرالاستیک می‌شوند، ممکن است تنش‌های کششی به مقاومت کششی آرماتورها نزدیک شود. الزامات وصله‌های مکانیکی نوع ۲ برای جلوگیری از گسیختگی وصله در زمانی است که وصله در معرض سطوح تنش مورد انتظار در نواحی تسلیم است.

نوع ۱ وصله‌های مکانیکی بر روی تمام رده‌های آرماتورها و نوع ۲ وصله‌های مکانیکی بر روی آرماتورها با رده ۵۵۰ و ۶۹۰ توانایی مقابله با سطوح تنش مورد انتظار در ناحیه‌ی تسلیم را ندارند. موقعیت این وصله‌های مکانیکی محدود می‌باشد زیرا تنش‌های کششی در آرماتورها در مناطق تسلیم می‌تواند از الزامات مقاومت بند ۱۸-۲-۷-۱ بیش‌تر شود. محدودیت‌های تمام وصله‌های مکانیکی نوع ۱ و وصله‌های مکانیکی ۲ بر آرماتورهای رده ۵۵۰ و ۶۹۰ به تمام آرماتورهای مقاوم در برابر اثرات لرزه‌ای شامل آرماتورهای عرضی اعمال می‌شود.

مطابق با جزییات توصیه شده، استفاده از وصله‌ها در نواحی مستعد تسلیم، در اعضای مقاوم در برابر اثرات زلزله، مجاز نمی‌باشد. چنانچه ناگزیر به استفاده از وصله مکانیکی در نواحی مستعد تسلیم باشیم، بایستی برای مشخصات مقاومت واقعی میلگردهای وصله شده، مشخصات نیرو- تغییر شکل میلگرد وصله شده و همچنین قابلیت وصله مکانیکی نوع ۲ به‌منظور تأمین الزامات عملکرد مشخص شده، مدارکی ارائه شود.

چنانچه وصله‌های مکانیکی همان‌طور که در بند ۱۸-۲-۷ آمده است، نیازی به اجرای یکی در میان ندارند اما اجرای یکی در میان توصیه می‌شود و ممکن است برای مسائل اجرایی یا تأمین فاصله مناسب در اطراف وصله برای نصب، یا تأمین الزامات فاصله خالص بین آرماتورها ضروری باشد.

CODE

COMMENTARY

the yield region has been related to the relative magnitudes of nominal and yield moments (ACI 352R). According to this interpretation, the greater the ratio of nominal to yield moment, the longer the yield region. Chapter 20 requires that the ratio of actual tensile strength to actual yield strength be at least 1.25 for ASTM A615 Grade 420.

The restrictions on the value of f_{yt} apply to all types of transverse reinforcement, including spirals, circular hoops, rectilinear hoops, and crossties. Research results (Budek et al. 2002; Muguruma and Watanabe 1990; Sugano et al. 1990) indicate that higher yield strengths can be used effectively as confinement reinforcement as specified in 18.7.5.4. The increases to 550 and 690 MPa for shear design of some special seismic system members is based on research indicating the design shear strength can be developed (Wallace 1998; Aoyama 2001; Budek et al. 2002; Sokoli and Ghannoum 2016; Cheng et al. 2016; Huq et al. 2018; Weber-Kamin et al. 2019). The 420 MPa restriction on the value of f_{yt} for deformed bar in 20.2.2.4 for calculating nominal shear strength is intended to limit the width of shear cracks at service-level loads. Service-level cracking is not a concern in members of the seismic-force-resisting system subjected to design-level earthquake forces.

18.2.7 *Mechanical splices in special moment frames and special structural walls*

R18.2.7 *Mechanical splices in special moment frames and special structural walls*

In a structure undergoing inelastic deformations during an earthquake, the tensile stresses in reinforcement may approach the tensile strength of the reinforcement. The requirements for Type 2 mechanical splices are intended to avoid a splice failure when the reinforcement is subjected to expected stress levels in yielding regions. Type 1 mechanical splices on any grade of reinforcement and Type 2 mechanical splices on Grade 550 and Grade 690 reinforcement may not be capable of resisting the stress levels expected in yielding regions. The locations of these mechanical splices are restricted because tensile stresses in reinforcement in yielding regions can exceed the strength requirements of 18.2.7.1. The restriction on all Type 1 mechanical splices and on Type 2 mechanical splices on Grade 550 and Grade 690 reinforcement applies to all reinforcement resisting earthquake effects, including transverse reinforcement.

Recommended detailing practice would preclude the use of splices in regions of potential yielding in members resisting earthquake effects. If use of mechanical splices in regions of potential yielding cannot be avoided, there should be documentation on the actual strength characteristics of the bars to be spliced, on the force-deformation characteristics of the spliced bar, and on the ability of the mechanical splice to be used to meet the specified performance requirements.

Although mechanical splices as defined by 18.2.7 need not be staggered, staggering is encouraged and may be necessary for constructibility or provide enough space around the splice for installation or to meet the clear spacing requirements.

آیین‌نامه

۱۸-۲-۷-۱ وصله‌های مکانیکی به گروه‌های (الف) و (ب) زیر تقسیم می‌گردند:

الف) نوع ۱- وصله‌های مکانیکی مطابق بخش ۲۵-۵-۷

ب) نوع ۲- وصله‌های مکانیکی مطابق بخش ۲۵-۵-۷ و با قابلیت ایجاد مقاومت مشخصه کششی در میلگردهای وصله شده.

۱۸-۲-۷-۲ به‌جز نوع ۲ وصله‌های مکانیکی بر روی آرماتورهای رده ۴۲۰، وصله‌های مکانیکی نباید در فاصله‌ای برابر با دو برابر عمق عضو از بر ستون یا تیر برای قاب‌های خمشی ویژه یا از مقاطع بحرانی که در آن‌ها تسلیم آرماتور ممکن است بر اثر تغییر مکان‌های جانبی خارج از محدوده رفتار خطی رخ دهد، قرار داده شوند. نوع ۲ وصله‌های مکانیکی بر روی آرماتورهای رده ۴۲۰ مجاز به قرارگیری در هر موقعیتی هستند؛ به‌جز آنچه در بند ۱۸-۹-۲-۱-پ نوشته شده است.

۱۸-۲-۸ وصله‌های جوشی در قاب‌های خمشی ویژه و دیوارهای سازه‌ای ویژه

۱۸-۲-۸-۱ وصله‌های جوشی در آرماتور مقاوم در برابر بارهای ناشی از زلزله باید مطابق بخش ۲۵-۵-۷ بوده و نباید در فاصله‌ای معادل دو برابر عمق عضو، از بر تیر یا ستون برای قاب‌های خمشی ویژه یا از مقاطع بحرانی که تسلیم آرماتور به‌عنوان نتیجه تغییر مکان‌های جانبی بعد از محدوده رفتار خطی محتمل می‌باشد، قرار گیرند.

۱۸-۲-۸-۲ جوشکاری خاموت‌ها، دورگیرها، ملحقات فولادی، یا دیگر اعضای مشابه به آرماتور طولی موردنیاز طبق طراحی، مجاز نمی‌باشد.

۱۸-۳ قاب‌های خمشی معمولی

۱۸-۳-۱ هدف

۱۸-۳-۱-۱ این بخش باید برای قاب‌های خمشی معمولی به‌عنوان بخشی از سیستم مقاوم لرزه‌ای مورداستفاده قرار گیرد.

۱۸-۳-۲ تیرها باید حداقل دارای دو میلگرد پیوسته در بر بالایی و پایینی باشند. میلگردهای پیوسته پایینی نباید مساحتی کمتر از یک‌چهارم حداکثر مساحت میلگردهای پایینی در طول دهانه داشته باشند. این میلگردها باید برای ایجاد f_y در کشش در بر تکیه‌گاه، مهار گردند.

۱۸-۳-۳ ستون‌های دارای طول آزاد $\ell_u \le 5c_1$ باید دارای ϕV_n حداقل برابر کمترین مقدار (الف) یا (ب) زیر باشند:

الف) برش متناظر با مقاومت خمشی اسمی ستون بر اثر انحنای خمشی مضاعف، در هر انتهای گیردار طول آزاد. مقاومت خمشی ستون باید

تفسیر

۱۸-۲-۸ وصله‌های جوشی در قاب‌های خمشی ویژه و دیوارهای سازه‌ای ویژه

۱۸-۲-۸-۱ جوشکاری آرماتور باید مطابق AWS D1.4 همان‌طور که در فصل ۲۶ آمده است انجام گیرد. محل قرارگیری وصله‌های جوشی نیز به دلیل امکان افزایش تنش‌های کششی آرماتور در نواحی تسلیم نسبت به مقادیر بخش ۲۵-۵-۷، محدود شده است. محدودیت وصله‌های جوشی برای تمام آرماتورهای مقاوم در برابر اثرات زلزله، از جمله آرماتورهای عرضی اعمال می‌گردد.

۱۸-۲-۸-۲ جوشکاری آرماتور متقاطع ممکن است منجر به ضعف فولاد گردد. چنانچه جوشکاری میلگردهای متقاطع برای سهولت ساخت یا جایگذاری آرماتور صورت گرفته است، باید تنها بر میلگردهای اضافه شده به همین منظور انجام گیرد. ممانعت از جوشکاری آرماتورهای متقاطع در مورد میلگردهای جوش داده شده با عملیات جوشکاری تحت نظارت مستمر و فنی، مانند آنچه در تولید سیم‌های جوش داده شده انجام می‌گیرد، نافذ نمی‌باشد.

۱۸-۳ قاب‌های خمشی معمولی

این بخش تنها برای قاب‌های خمشی معمولی متعلق به گروه طرح لرزه‌ای B کاربرد دارد. ضوابط آرماتور تیر برای افزایش پیوستگی در اعضای قاب و درنتیجه بهبود مقاومت در برابر بارهای جانبی و یکپارچگی سازه‌ای می‌باشد؛ این ضوابط برای قاب‌های خمشی ستون-دال کاربرد ندارند. ضوابط مربوط به ستون‌ها با هدف تأمین ظرفیت اضافی برای تحمل برش در ستون‌ها با ابعادی که در صورت عدم تأمین این الزامات، مستعد شکست برشی تحت بارهای زلزله می‌باشند، در نظر گرفته شده‌اند.

CODE	COMMENTARY
18.2.7.1 Mechanical splices shall be classified as (a) or (b): (a) Type 1 ت Mechanical splice conforming to25.5.7 (b) Type 2 ت Mechanical splice conforming to 25.5.7 and capable of developing the specified tensile strength of the spliced bars	
18.2.7.2 Except for Type 2 mechanical splices on Grade 420 reinforcement, mechanical splices shall not be located within a distance equal to twice the member depth from the column or beam face for special moment frames or from critical sections where yielding of the reinforcement is likely to occur as a result of lateral displacements beyond the linear range of behavior. Type 2 mechanical splices on Grade 420 reinforcement shall be permitted at any location, except as noted in 18.9.2.1(c).	
18.2.8 *Welded splices in special moment frames and special structural walls*	**R18.2.8** *Welded splices in special moment frames and special structural walls*
18.2.8.1 Welded splices in reinforcement resisting earthquake-induced forces shall conform to 25.5.7 and shall not be located within a distance equal to twice the member depth from the column or beam face for special moment frames or from critical sections where yielding of the reinforcement is likely to occur as a result of lateral displacements beyond the linear range of behavior.	**R18.2.8.1** Welding of reinforcement should be in accordance with AWS D1.4 as required in Chapter 26. The locations of welded splices are restricted because reinforcement tension stresses in yielding regions can exceed the strength requirements of 25.5.7. The restriction on welded splices applies to all reinforcement resisting earthquake effects, including transverse reinforcement.
18.2.8.2 Welding of stirrups, ties, inserts, or other similar elements to longitudinal reinforcement required by design shall not be permitted.	**R18.2.8.2** Welding of crossing reinforcing bars can lead to local embrittlement of the steel. If welding of crossing bars is used to facilitate fabrication or placement of reinforcement, it should be done only on bars added for such purposes. The prohibition of welding crossing reinforcing bars does not apply to bars that are welded with welding operations under continuous, competent control, as in the manufacture of welded-wire reinforcement.
18.3—Ordinary moment frames **18.3.1** *Scope*	**R18.3—Ordinary moment frames**
18.3.1.1 This section shall apply to ordinary moment frames forming part of the seismic-force-resisting system.	This section applies only to ordinary moment frames assigned to SDC B. The provisions for beam reinforcement are intended to improve continuity in the framing members and thereby improve lateral force resistance and structural integrity; these provisions do not apply to slab-column moment frames. The provisions for columns are intended to provide additional capacity to resist shear for columns with proportions that would otherwise make them more susceptible to shear failure under earthquake loading.
18.3.2 Beams shall have at least two continuous bars at both top and bottom faces. Continuous bottom bars shall have area not less than one-fourth the maximum area of bottom bars along the span. These bars shall be anchored to develop f_y in tension at the face of support.	
18.3.3 Columns having unsupported length $\ell_u \leq 5c_1$ shall have ϕV_n at least the lesser of (a) and (b): (a) The shear associated with development of nominal moment strengths of the column at each restrained end of the unsupported length due to reverse curvature bending. Column flexural strength shall be calculated for the factored	

آیین‌نامه

برای بار محوری ضریبدار، سازگار با جهت بار جانبی موردنظر و منتج از بالاترین مقاومت خمشی محاسبه شود.

ب) برش حداکثر به دست آمده از ترکیب بارهای طراحی شامل بار زلزله $\Omega_0 E$ به‌عنوان جایگزین برای E

۱۸-۳-۴ اتصال تیر–ستون باید الزامات فصل ۱۵ با برش اتصال V_u محاسبه شده بر روی صفحه‌ی وسط ارتفاع اتصال با استفاده از نیروهای کششی و فشاری تیر و برش ستون که مطابق با مقاومت خمشی اسمی تیر M_n است، را تأمین نماید.

۱۸-۴ قاب‌های خمشی متوسط

۱۸-۴-۱ هدف

۱۸-۱-۴-۱ این بخش باید برای قاب‌های خمشی متوسط، شامل دال‌های دوطرفه بدون تیر که تشکیل‌دهنده بخشی از سیستم مقاوم لرزه‌ای هستند، اعمال گردد.

۱۸-۴-۲ تیرها

۱۸-۲-۴-۱ تیرها باید حداقل دارای دو میلگرد طولی پیوسته (سراسری) در وجه بالایی و پایینی باشند. سطح مقطع میلگردهای سراسری تحتانی، نباید از یک‌چهارم بیشترین مقدار سطح مقطع میلگردهای تحتانی در طول دهانه تیر، کمتر باشند. این میلگردها باید برای ایجاد f_y در کشش در بر تکیه‌گاه، مهار گردند.

۱۸-۲-۴-۲ مقاومت خمشی مثبت در بر تکیه‌گاه باید حداقل برابر یک‌سوم مقاومت خمشی منفی در همان بر تکیه‌گاه باشد. مقاومت خمشی مثبت یا منفی در هر مقطع از طول تیر، نباید کمتر از یک‌پنجم حداکثر مقاومت خمشی تأمین شده در بر هر تکیه‌گاه باشد.

۱۸-۲-۴-۳ ϕV_n باید حداقل برابر با کمترین دو مقدار زیر باشد:

الف) مجموع برش مربوط به ایجاد مقاومت‌های خمشی اسمی تیر ناشی از خمش انحنای مضاعف، در هر انتهای گیردار دهانه آزاد و برش محاسبه شده برای بارهای ثقلی ضریبدار

ب) برش حداکثر به دست آمده از ترکیب بارهای طراحی که شامل زلزله بوده، با زلزله معادل دو برابر آنچه در آیین‌نامه عمومی ساختمان تعیین شده است.

۱۸-۲-۴-۴ در هر دو انتهای تیر، دورگیرها باید در طول حداقل $2h$ از بر عضو تکیه‌گاهی به سمت وسط دهانه تعبیه شوند. دورگیر اول باید در فاصله حداکثر ۵۰ میلیمتر از بر عضو تکیه‌گاهی قرار گیرد. فواصل دورگیرها نیز نباید از کمترین مقدار (الف) تا (ت) زیر بیشتر شود:

الف) $d/4$

ب) ۸ برابر قطر کوچک‌ترین میلگرد طولی محصور شده

پ) ۲۴ برابر قطر میلگرد دورگیر

تفسیر

۱۸-۴ قاب‌های خمشی متوسط

هدف الزامات ارائه‌شده در بندهای ۱۸-۴-۲-۳ و ۱۸-۴-۳-۱ کاهش خطر شکست برشی در تیرها و ستون‌ها طی زلزله می‌باشد. دو گزینه برای تعیین نیروی برشی ضریبدار ارائه گردیده است.

۱۸-۴-۲ تیرها

مطابق با بند ۱۸-۴-۲-۳(الف)، نیروی برشی ضریبدار از دیاگرام جسم آزاد یک مقطع در انتهای تیر، با لنگرهای انتهایی مفروض معادل با مقاومت خمشی اسمی که با انحنای معکوس هم در جهت عقربه‌های ساعت و هم خلاف جهت عقربه‌های ساعت عمل می‌کند، تعیین می‌گردد. شکل ۱۸-۴-۲ بخش تفسیر یکی از دو روش موردنظر برای تیرها را نشان می‌دهد. توجه داشته باشید به‌منظور تعیین برش حداکثر تیر فرض می‌شود که مقاومت خمشی اسمی (برای لنگر $\phi = 1.0$) به‌طور همزمان در دو انتهای دهانه‌ی آزاد ایجاد می‌شود. همان‌طور که در شکل ۱۸-۴-۲ بخش تفسیر نشان داده شده است، برش مرتبط با این حالت $[(M_{n\ell} + M_{nr})/\ell_n]$ به‌صورت جبری به برش ناشی از بارهای ثقلی ضریبدار و اثرات نیروی قائم زلزله جهت محاسبه‌ی برش طراحی تیر اضافه می‌شود. برای مثال نشان داده شده، بار مرده، بار زنده و بار برف با فرض توزیع یکنواخت در نظر گرفته شده‌اند. این شکل همچنین نشان می‌دهد که مطابق با الزامات آیین‌نامه‌ی عمومی ساختمان، اثرات نیروی قائم زلزله نیز باید در نظر گرفته شوند. به‌عنوان‌مثال، ASCE/SEI 7 مقرر می‌کند اثرات نیروی قائم زلزله معادل با $0.2S_{DS}$ در نظر گرفته شوند.

ضابطه بند ۱۸-۴-۲-۳ب، V_u را بر اساس ترکیب بار شامل اثر زلزله E که باید دو برابر شود، در نظر می‌گیرد. مثلاً، ترکیب بار مذکور در رابطه ۵-۳-۱-ث به‌صورت زیر می‌باشد:

$$U = 1.2D + 2.0E + 1.0L + 0.2S$$

که E برابر با مقدار مشخص شده در آیین‌نامه عمومی ساختمان خواهد بود. توجه داشته باشید که ضریب ۱ وارد بر بار زنده L، طبق بخش ۵-۳-۳ می‌تواند به ۰/۵ کاهش یابد.

آرماتور عرضی در انتهای تیر باید دورگیر باشد. در بیشتر موارد آرماتور عرضی موردنیاز طبق بخش ۱۸-۴-۲-۳ برای نیروی برشی طراحی بیشتر از مقدار موردنیاز طبق بخش ۱۸-۴-۲-۴ خواهد بود.

تیرها ممکن است تحت بار فشاری محوری بر اثر پیش‌تنیدگی یا بارهای وارده قرار گیرند. الزامات تکمیلی در بخش

CODE	COMMENTARY

axial force, consistent with the direction of the lateral forces considered, resulting in the highest flexural strength.

(b) The maximum shear obtained from design load combinations that include E, with $\Omega_o E$ substituted for E.

18.3.4 Beam-column joints shall satisfy Chapter 15 with joint shear V_u calculated on a plane at mid-height of the joint using tensile and compressive beam forces and column shear consistent with beam nominal moment strengths M_n.

18.4—Intermediate moment frames

18.4.1 *Scope*

18.4.1.1 This section shall apply to intermediate moment frames including two-way slabs without beams forming part of the seismic-force-resisting system.

R18.4—Intermediate moment frames

The objective of the requirements in 18.4.2.3 and 18.4.3.1 is to reduce the risk of failure in shear in beams and columns during an earthquake. Two options are provided to determine the factored shear force.

18.4.2 *Beams*

18.4.2.1 Beams shall have at least two continuous bars at both top and bottom faces. Continuous bottom bars shall have area not less than one-fourth the maximum area of bottom bars along the span. These bars shall be anchored to develop f_y in tension at the face of support.

18.4.2.2 The positive moment strength at the face of the joint shall be at least one-third the negative moment strength provided at that face of the joint. Neither the negative nor the positive moment strength at any section along the length of the beam shall be less than one-fifth the maximum moment strength provided at the face of either joint.

18.4.2.3 ϕV_n shall be at least the lesser of (a) and (b):

(a) The sum of the shear associated with development of nominal moment strengths of the beam at each restrained end of the clear span due to reverse curvature bending and the shear calculated for factored gravity and vertical earthquake loads

(b) The maximum shear obtained from design load combinations that include E, with E taken as twice that prescribed by the general building code

18.4.2.4 At both ends of the beam, hoops shall be provided over a length of at least $2h$ measured from the face of the supporting member toward midspan. The first hoop shall be located not more than 50 mm from the face of the supporting member. Spacing of hoops shall not exceed the smallest of (a) through (d):

(a) $d/4$

(b) Eight times the diameter of the smallest longitudinal bar enclosed

(c) 24 times the diameter of the hoop bar

R18.4.2 *Beams*

According to 18.4.2.3(a), the factored shear force is determined from a free-body diagram obtained by cutting through the beam ends, with end moments assumed equal to the nominal moment strengths acting in reverse curvature bending, both clockwise and counterclockwise. Figure R18.4.2 demonstrates only one of the two options that are to be considered for every beam. To determine the maximum beam shear, it is assumed that its nominal moment strengths ($\phi = 1.0$ for moment) are developed simultaneously at both ends of its clear span. As indicated in Fig. R18.4.2, the shear associated with this condition $[(M_{n\ell} + M_{nr})/\ell_n]$ is added algebraically to the shear due to the factored gravity loads and vertical earthquake effects to obtain the design shear for the beam. For the example shown, dead load, live load, and snow load have been assumed to be uniformly distributed. The figure also shows that vertical earthquake effects are to be included, as is typically required by the general building code. For example, ASCE/SEI 7 requires vertical earthquake effects, $0.2S_{DS}$, to be included.

Provision 18.4.2.3(b) bases V_u on the load combination including the earthquake effect E, which should be doubled. For example, the load combination defined by Eq. (5.3.1.e) would be

$$U = 1.2D + 2.0E + 1.0L + 0.2S$$

where E is the value specified by the general building code. The factor of 1.0 applied to L is allowed to be reduced to 0.5 in accordance with 5.3.3.

Transverse reinforcement at the ends of the beam is required to be hoops. In most cases, transverse reinforcement required by 18.4.2.3 for the design shear force will be more than those required by 18.4.2.4.

Beams may be subjected to axial compressive force due to prestressing or applied loads. The additional requirements

آیین‌نامه

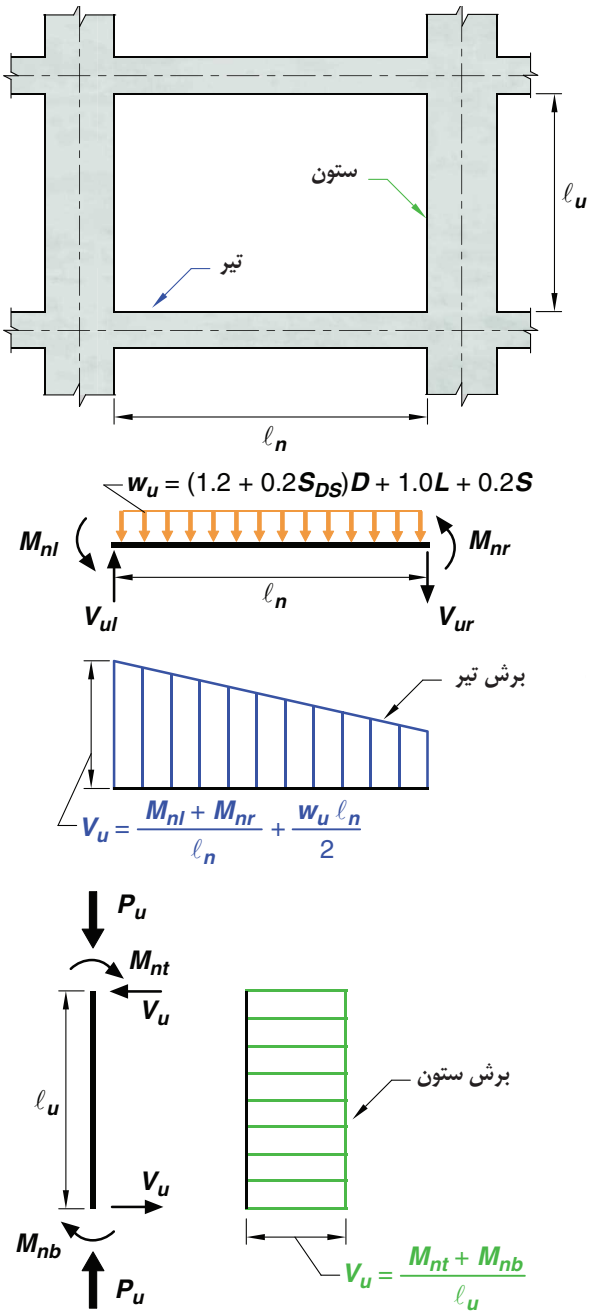
ت) ۳۰۰ میلیمتر

۱۸-۴-۵-۲ فواصل آرماتور عرضی نباید از $d/2$ در سراسر طول تیر بیشتر شود.

۱۸-۴-۲-۶ در تیرهای دارای نیروی محوری فشاری ضریبدار بیشتر از $A_g f'_c/10$، آرماتور عرضی موردنیاز طبق بند ۱۸-۴-۲-۵ باید مطابق با بندهای ۲۵-۷-۲-۲ و یکی از دو بند ۲۵-۷-۲-۳ یا ۲۵-۷-۲-۴ تعیین شود.

تفسیر

۱۸-۴-۲-۶ با هدف تأمین تکیه‌گاه جانبی برای آرماتور طولی تیر تنظیم شده‌اند.



شکل ۱۸-۴-۲: برش‌های طراحی برای قاب‌های خمشی متوسط

۱۸-۴-۳ ستون‌ها

۱۸-۴-۳-۱ باید حداقل برابر کمترین دو مقدار زیر باشد: ϕV_n

الف) برش مربوط به ایجاد مقاومت‌های اسمی خمشی در هر انتهای

۱۸-۴-۳ ستون‌ها

مطابق با بخش ۱۸-۴-۳-۱-(الف)، نیروی برشی ضریبدار از یک دیاگرام جسم آزاد یک مقطع در انتهای ستون، با فرض لنگرهای انتهایی برابر با مقاومت‌های خمشی اسمی مؤثر در خمش انحنای مضاعف، در هر دو

CODE

(d) 300 mm

18.4.2.5 Transverse reinforcement spacing shall not exceed ***d*/2** throughout the length of the beam.

18.4.2.6 In beams having factored axial compressive force exceeding $A_g f_c'/10$, transverse reinforcement required by 18.4.2.5 shall conform to 25.7.2.2 and either 25.7.2.3 or 25.7.2.4.

COMMENTARY

in 18.4.2.6 are intended to provide lateral support for beam longitudinal reinforcement.

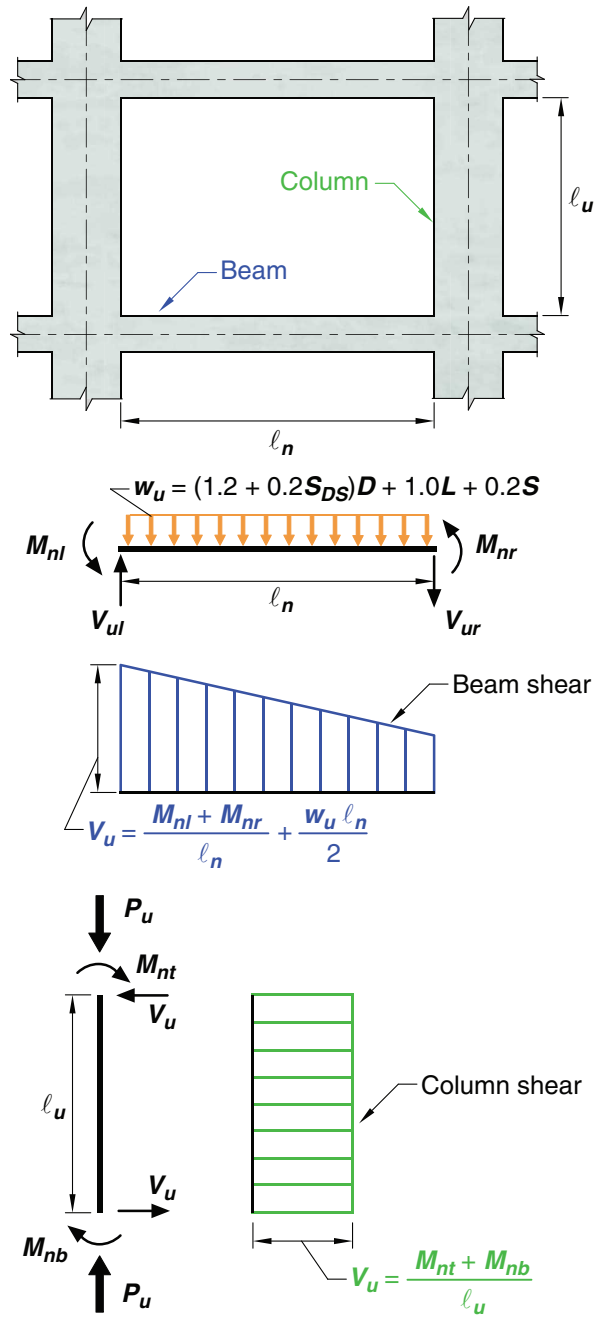


***Fig. R18.4.2**—Design shears for intermediate moment frames.*

18.4.3 *Columns*

18.4.3.1 ϕV_n shall be at least the lesser of (a) and (b):

(a) The shear associated with development of nominal moment strengths of the column at each restrained end of

R18.4.3 *Columns*

According to 18.4.3.1(a), the factored shear force is determined from a free-body diagram obtained by cutting through the column ends, with end moments assumed equal to the nominal moment strengths acting in reverse curva-

آیین‌نامه

گیردار طول آزاد ستون ناشی از خمش انحنای مضاعف مقاومت خمشی ستون باید برای بارهای محوری ضریبدار، مربوط به جهت بار جانبی موردنظر، که منجر به بیشترین مقاومت خمشی در عضو می‌شود، محاسبه گردد.
ب) برش حداکثر به دست آمده از ترکیب بارهای ضریبدار شامل بار زلزله E، که در آن‌ها $\Omega_o E$ جایگزین E شده است.

۱۸-۴-۳-۲ ستون‌ها باید به‌صورت دورپیچ مطابق فصل ۱۰ آرماتورگذاری شوند، و یا مطابق بندهای ۱۸-۴-۳-۳ تا ۱۸-۴-۳-۵ باشند. ضوابط بند ۱۸-۴-۳-۶ باید در مورد تمام ستون‌هایی که تکیه‌گاه اعضای سخت ناپیوسته هستند رعایت شود.

۱۸-۴-۳-۳ در هر دو انتهای ستون، دورگیرها باید با فاصله s_o در سراسر طول ℓ_o از بر تکیه‌گاه تعبیه شوند. فاصله s_o نباید از کوچک‌ترین مقادیر زیر بیشتر باشد:

(الف) برای رده ۴۲۰، کم‌ترین دو مقدار $8d_b$ کوچک‌ترین میلگرد طولی محصور و ۲۰۰ mm
(ب) برای رده ۵۵۰، کم‌ترین دو مقدار $6d_b$ کوچک‌ترین آرماتور طولی محصور و ۱۵۰ mm
پ) نصف کوچک‌ترین بعد مقطع ستون
ت) ۳۰۰ میلیمتر
طول ℓ_o نباید کمتر از بزرگ‌ترین مقدار (ث)، (ج) و (چ) باشد:
ث) یک‌ششم دهانه آزاد ستون
ج) بزرگ‌ترین بعد مقطع ستون
چ) ۴۵۰ میلیمتر

۱۸-۴-۳-۴ فاصله اولین دورگیر از بر تکیه‌گاه نباید بیشتر از $s_o/2$ باشد.

۱۸-۴-۳-۵ در خارج از فاصله ℓ_o، فاصله آرماتورهای عرضی باید مطابق بند ۱۰-۷-۶-۵-۲ باشد.

۱۸-۴-۳-۶ ستون‌هایی که عکس‌العمل‌های اعضای سخت ناپیوسته، مثل دیوارها، را تحمل می‌کنند، درصورتی‌که بخش مربوط به اثرات زلزله در نیروی محوری فشاری ضریبدار در آن‌ها از $A_g f'_c/10$ بیشتر شود، باید آرماتورهای عرضی با فاصله s_o مطابق بند ۱۸-۴-۳-۳ در تمام طول در پایین سطحی که ناپیوستگی در آن رخ می‌دهد در آن‌ها تعبیه گردد. چنانچه نیروهای طراحی برای منظور کردن اضافه مقاومت اعضای قائم سیستم مقاوم لرزه‌ای افزایش یافته باشند، مقدار $A_g f'_c/10$ باید به $A_g f'_c/4$ افزایش یابد. آرماتور عرضی نیز باید در بالا و پایین ستون مطابق بخش ۱۸-۷-۵-۶-ب ادامه پیدا کند.

۱۸-۴-۴ اتصالات

۱۸-۴-۴-۱ اتصالات تیر-ستون باید الزامات جزییات ارائه‌شده در بندهای ۱۵-۳-۱-۲ و ۱۵-۳-۱-۳ و بندهای ۱۸-۴-۴-۲ تا ۱۸-۴-۴-۵ را برآورده نماید.
۱۸-۴-۴-۲ چنانچه یک تیر واقع در اتصال قاب (متصل به ستون) که باعث ایجاد برش در ناحیه اتصال می‌گردد، دارای عمقی بیش از دو برابر عمق ستون باشد،

تفسیر

جهت ساعت‌گرد و پادساعت‌گرد، تعیین می‌گردد. شکل ۱۸-۴-۲ تفسیر یکی از دو روش موردنظر برای هر ستون را نشان می‌دهد. توجه داشته باشید نیروی محوری ضریبدار P_u باید طوری انتخاب شود که بزرگ‌ترین مقاومت خمشی ستون را در محدوده نیروهای محوری طراحی ایجاد نماید. ضابطه بند ۱۸-۴-۳-۱-ب برای ستون‌ها، مشابه بند ۱۸-۴-۲-۳-ب برای تیرها می‌باشد، به‌استثنای این موضوع که V_u را بر اساس ترکیب بارهای شامل زلزله، با زلزله افزایش یافته توسط ضریب اضافه مقاومت Ω_o به‌جای ضریب ۲ در نظر گرفته است. در ASCE/SEI 7، Ω_o برای قاب‌های خمشی متوسط برابر ۳ می‌باشد. توجه کنید که ضریب بزرگ‌تر برای ستون نسبت به تیر به دلیل اهمیت بیشتر شکست برشی در ستون‌ها می‌باشد.
آرماتورهای عرضی در انتهای ستون‌ها الزاماً باید دورپیچ یا دورگیر باشند. مقدار آرماتورهای عرضی در انتها باید الزامات بند ۱۸-۴-۳-۱ و بند ۱۸-۴-۳-۲ را تأمین نماید. باید توجه داشت که دورگیرها می‌بایست در هر دو انتها دارای قلاب لرزه‌ای باشند. حداکثر فاصله‌ی مجاز برای دورگیرها به‌منظور جلوگیری یا تأخیر کمانش آرماتورهای طولی در نظر گرفته می‌شود.

دیوارهای ناپیوسته سازه‌ای و اعضای سخت دیگر می‌توانند در طول زلزله باعث ایجاد نیروهای بزرگ محوری در ستون‌های تکیه‌گاهشان شوند. لذا آرماتور عرضی موردنیاز در بند ۱۸-۴-۳-۶ برای بهبود طاقت ستون برای ظرفیت مورد انتظار می‌باشد. همچنین نیروی محوری فشاری ضریبدار مربوط به اثرات زلزله، باید ضریب Ω_o را در صورت نیاز، بر اساس آیین‌نامه عمومی ساختمان، دربر داشته باشد.

۱۸-۴-۴ اتصالات

۱۸-۴-۴-۲ برای اتصال‌هایی که در آن‌ها عمق تیر به‌طور قابل‌توجهی بیش‌تر از عمق ستون است،

CODE	COMMENTARY
the unsupported length due to reverse curvature bending. Column flexural strength shall be calculated for the factored axial force, consistent with the direction of the lateral forces considered, resulting in the highest flexural strength (b) The maximum shear obtained from factored load combinations that include E, with $\Omega_o E$ substituted for E	ture bending, both clockwise and counterclockwise. Figure R18.4.2 demonstrates only one of the two options that are to be considered for every column. The factored axial force P_u should be chosen to develop the largest moment strength of the column within the range of design axial forces. Provision 18.4.3.1(b) for columns is similar to 18.4.2.3(b) for beams except it bases V_u on load combinations including the earthquake effect E, with E increased by the overstrength factor Ω_o rather than the factor 2.0. In ASCE/SEI 7, Ω_o = **3.0** for intermediate moment frames. The higher factor for columns relative to beams is because of greater concerns about shear failures in columns.
18.4.3.2 Columns shall be spirally reinforced in accordance with Chapter 10 or shall be in accordance with 18.4.3.3 through 18.4.3.5. Provision 18.4.3.6 shall apply to all columns supporting discontinuous stiff members.	Transverse reinforcement at the ends of columns is required to be spirals or hoops. The amount of transverse reinforcement at the ends must satisfy both 18.4.3.1 and 18.4.3.2. Note that hoops require seismic hooks at both ends. The maximum spacing allowed for hoops is intended to inhibit or delay buckling of longitudinal reinforcement.
18.4.3.3 At both ends of the column, hoops shall be provided at spacing s_o over a length ℓ_o measured from the joint face. Spacing s_o shall not exceed the least of (a) through (c): (a) For Grade 420, the smaller of $8d_b$ of the smallest longitudinal bar enclosed and 200 mm (b) For Grade 550, the smaller of $6d_b$ of the smallest longitudinal bar enclosed and 150 mm (c) One-half of the smallest cross-sectional dimension of the column Length ℓ_o shall not be less than the longest of (d), (e), and (f): (d) One-sixth of the clear span of the column (e) Maximum cross-sectional dimension of the column (f) 450 mm	Discontinuous structural walls and other stiff members can impose large axial forces on supporting columns during earthquakes. The required transverse reinforcement in 18.4.3.6 is to improve column toughness under anticipated demands. The factored axial compressive force related to earthquake effect should include the factor Ω_o if required by the general building code.
18.4.3.4 The first hoop shall be located not more than $s_o/2$ from the joint face.	
18.4.3.5 Outside of length ℓ_o, spacing of transverse reinforcement shall be in accordance with 10.7.6.5.2.	
18.4.3.6 Columns supporting reactions from discontinuous stiff members, such as walls, shall be provided with transverse reinforcement at the spacing s_o in accordance with 18.4.3.3 over the full height beneath the level at which the discontinuity occurs if the portion of factored axial compressive force in these members related to earthquake effects exceeds $A_g f_c'/10$. If design forces have been magnified to account for the overstrength of the vertical elements of the seismic-force-resisting system, the limit of $A_g f_c'/10$ shall be increased to $A_g f_c'/4$. Transverse reinforcement shall extend above and below the column in accordance with 18.7.5.6(b).	
18.4.4 *Joints*	**R18.4.4** *Joints*
18.4.4.1 Beam-column joints shall satisfy the detailing requirements of 15.3.1.2, 15.3.1.3, and 18.4.4.2 through 18.4.4.5.	
18.4.4.2 If a beam framing into the joint and generating joint shear has depth exceeding twice the column depth,	**R18.4.4.2** For joints in which the beam depth is significantly greater than the column depth, a diagonal strut between

آیین‌نامه

تحلیل و طراحی ناحیه اتصال باید بر اساس روش خرپایی مطابق با فصل ۲۳ باشد و مورد (الف) و (ب) را نیز برآورده نماید:

(الف) مقاومت برشی طراحی اتصال که مطابق با فصل ۲۳ تعیین شده است نباید از ϕV_n محاسبه شده از بند ۱۵-۴-۲ بیش‌تر شود.
(ب) الزامات جزییات بندهای ۱۸-۴-۴-۳ تا ۱۸-۴-۴-۵ می‌بایست تأمین شود.

۱۸-۴-۴-۳ آرماتورهای طولی که در ناحیه اتصال قطع می‌شوند، باید تا وجه دورتر هسته‌ی اتصال ادامه یابند و باید در کشش مطابق بند ۱۸-۸-۵ و در فشار مطابق بند ۲۵-۴-۹ مهار شوند.

۱۸-۴-۴-۴ فاصله آرماتورهای عرضی اتصال (تیر به ستون) از یکدیگر، s، داخل ارتفاع عمیق‌ترین تیر اتصال تشکیل دهنده‌ی قاب، نباید از کوچک‌ترین مقادیر ارائه‌شده در بندهای ۱۸-۴-۳-۳-الف تا پ بیش‌تر شود.

۱۸-۴-۴-۵ در جایی که آرماتورهای طولی بالایی تیر شامل میلگردهای آجدار سرداری باشند که در اتصال قطع می‌شوند، ستون باید از لبه فوقانی ناحیه اتصال حداقل به‌اندازه‌ی عمق اتصال، h، ادامه یابد. همچنین آرماتورهای تیر باید توسط آرماتورهای قائم اضافی اتصال بسته شوند و در بر بالایی اتصال محصورشدگی تأمین گردد.

۱۸-۴-۴-۶ اتصال دال-ستون باید الزامات آرماتورهای عرضی ارائه‌شده در بند ۱۵-۳-۲ را تأمین نماید. در جایی که آرماتور عرضی اتصال دال-ستون الزامی می‌باشد، باید حداقل یک لایه آرماتور عرضی در اتصال بین آرماتورهای فوقانی و تحتانی دال قرار داده شود.

۱۸-۴-۴-۷ الزامات مقاومت برشی برای اتصال‌های تیر-ستون

۱۸-۴-۴-۷-۱ مقاومت برشی طراحی اتصال‌های تیر-ستون درجاریز باید رابطه زیر را برآورده کند:

$$\phi V_n \geq V_u$$

۱۸-۴-۴-۷-۲ V_u در ناحیه اتصال باید مطابق با بند ۱۸-۳-۴ تعیین شود.

۱۸-۴-۴-۷-۳ ϕ باید مطابق با بند ۲۱-۲-۱ برای برش باشد.

تفسیر

عضو فشاری مورب در گوشه‌ی اتصال مؤثر نخواهد بود. درنتیجه این آیین‌نامه مقرر می‌کند که اتصال‌هایی که در آن‌ها عمق تیر بیش از دو برابر عمق ستون است، با استفاده از روش خرپایی ارائه‌شده در فصل ۲۳ طراحی شوند.

۱۸-۴-۴-۳ به تفسیر بند ۱۸-۸-۲-۲ مراجعه کنید.

۱۸-۴-۴-۴ حداکثر فاصله آرماتورهای عرضی در یک اتصال با محدودیت‌های فاصله برای آرماتورهای ستون‌های قاب خمشی متوسط مطابقت دارد.

۱۸-۴-۴-۵ این ضابطه به یک اتصال زانویی که در آن آرماتور تیر به میلگردهای آجدار سردار منتهی می‌شود، اشاره دارد. چنین اتصالاتی نیاز به محصور شدن میلگردهای سردار تیر در طول سطح بالای اتصال دارند. این محصورشدگی می‌تواند از یکی از راه‌های زیر تأمین گردد: الف) یک ستون که در بالای اتصال ادامه پیدا کرده است یا ب) آرماتورهای عمودی علاوه بر آرماتورهای طولی ستون، قلاب شده در اطراف آرماتورهای فوقانی تیر و ادامه یافته به سمت پایین و داخل اتصال. راهنمای جزییات و توصیه‌های طراحی آرماتور عمودی ستون در ACI 352R آمده است.

۱۸-۴-۴-۷ الزامات مقاومت برشی برای اتصال‌های تیر-ستون

۱۸-۴-۴-۷-۲ نیروی برشی ضریبدار اتصال با این فرض تعیین می‌شود که تیرهایی که به اتصال می‌رسند، لنگرهای انتهایی برابر با مقاومت خمشی اسمی در آن‌ها به وجود آمده است. درنتیجه نیروی برشی اتصال ایجادشده توسط آرماتورهای خمشی با در نظر گرفتن تنش f_y در آرماتورها محاسبه می‌گردد. این مسئله با الزامات بندهای ۱۸-۴-۲ و ۱۸-۴-۳ برای محاسبه‌ی حداقل مقاومت برشی طراحی در تیرها و ستون‌های قاب‌های خمشی متوسط مطابقت دارد.

CODE	COMMENTARY
analysis and design of the joint shall be based on the strut-and-tie method in accordance with Chapter 23 and (a) and (b) shall be satisfied: (a) Design joint shear strength determined in accordance with Chapter 23 shall not exceed ϕV_n calculated in accordance with 15.4.2. (b) Detailing requirements of 18.4.4.3 through 18.4.4.5 shall be satisfied.	the joint corners may not be effective. Therefore, the Code requires that joints in which the beam depth exceeds twice the column depth be designed using the strut-and-tie method of Chapter 23.
18.4.4.3 Longitudinal reinforcement terminated in a joint shall extend to the far face of the joint core and shall be developed in tension in accordance with 18.8.5 and in compression in accordance with 25.4.9.	**R18.4.4.3** Refer to R18.8.2.2.
18.4.4.4 Spacing of joint transverse reinforcement ***s*** shall not exceed the lesser of 18.4.3.3(a) through (c) within the height of the deepest beam framing into the joint.	**R18.4.4.4** The maximum spacing of transverse reinforcement within a joint is consistent with the spacing limits for reinforcement in columns of intermediate moment frames.
18.4.4.5 Where the top beam longitudinal reinforcement consists of headed deformed bars that terminate in the joint, the column shall extend above the top of the joint a distance at least the depth ***h*** of the joint. Alternatively, the beam reinforcement shall be enclosed by additional vertical joint reinforcement providing equivalent confinement to the top face of the joint.	**R18.4.4.5** This provision refers to a knee joint in which beam reinforcement terminates with headed deformed bars. Such joints require confinement of the headed beam bars along the top face of the joint. This confinement can be provided by either (a) a column that extends above the top of the joint or (b) vertical reinforcement hooked around the beam top reinforcing bars and extending downward into the joint in addition to the column longitudinal reinforcement. Detailing guidance and design recommendations for vertical joint reinforcement may be found in ACI 352R.
18.4.4.6 Slab-column joints shall satisfy transverse reinforcement requirements of 15.3.2. Where slab-column joint transverse reinforcement is required, at least one layer of joint transverse reinforcement shall be placed between the top and bottom slab reinforcement.	
18.4.4.7 *Shear strength requirements for beam-column joints*	**18.4.4.7** *Shear strength requirements for beam-column joints*
18.4.4.7.1 Design shear strength of cast-in-place beam-column joints shall satisfy: $\phi V_n \geq V_u$	
18.4.4.7.2 V_u of the joint shall be determined in accordance with 18.3.4.	**R18.4.4.7.2** Factored joint shear force is determined assuming that beams framing into the joint develop end moments equal to their nominal moment strengths. Consequently, joint shear force generated by the flexural reinforcement is calculated for a stress of f_y in the reinforcement. This is consistent with 18.4.2 and 18.4.3 for determination of minimum design shear strength in beams and columns of intermediate moment frames.
18.4.4.7.3 ϕ shall be in accordance with 21.2.1 for shear.	

آیین‌نامه

۱۸-۲-۱-۴ V_n در ناحیه اتصال باید مطابق با بند ۱۸-۸-۴-۳ باشد.

۱۸-۴-۵ دال‌های دوطرفه بدون تیر

۱۸-۴-۵-۱ لنگر خمشی ضریبدار دال در محل تکیه‌گاه شامل بار زلزله، E، باید برای ترکیب‌های بار داده شده در روابط ۵-۳-۱-ث و ۵-۳-۱-چ محاسبه گردد. آرماتورهای تأمین شده برای تحمل M_{sc} باید در داخل نوار ستونی تعریف شده در بخش ۸-۴-۱-۵ قرار داده شوند.

۱۸-۴-۵-۲ آرماتـــور موجود در عرض مؤثر، که در بند ۸-۴-۲-۳-۳ به آن اشاره شده است، باید برای تحمل $\gamma_f M_{sc}$ طراحی شود. عرض مؤثر دال برای اتصالات خارجی و گوشه نباید بیشتر از مقدار c_t که به‌صورت عمود بر دهانه دال اندازه‌گیری شده، بعد از بر ستون ادامه پیدا کند.

۱۸-۴-۵-۳ حداقل نصف آرماتورهای نوار ستونی در تکیه‌گاه‌ها، باید در عرض مؤثر دال، تعریف شده در بند ۸-۴-۲-۳-۳، قرار داده شوند.

۱۸-۴-۵-۴ حداقل یک‌چهارم آرماتورهای فوقانی نوار ستونی در تکیه‌گاه باید در سراسر طول دهانه ادامه پیدا کند.

۱۸-۴-۵-۵مقـــدار آرماتور تحتانی سراســـری در نوار ســـتونی، نباید از یک‌سوم آرماتورهای فوقانی نوار ستونی در تکیه‌گاه، کمتر باشد.

۱۸-۴-۵-۶ حداقل نصف تمام آرماتورهای تحتانی نوار میانی و نیز کل آرماتورهای تحتانی نوار ســـتونی در وسط دهانه، باید به‌صورت سراسری ادامه داده شوند و برای رسیدن به f_y در بر ستون‌ها، سرستون‌ها، نشیمن‌ها یا دیوارها مهار شوند.

۱۸-۴-۵-۷ در لبه‌های غیرپیوسته‌ی (خارجی) دال‌ها، تمام آرماتورهای فوقانی و تحتانی در تکیه‌گاه می‌بایســـت در بر ســـتون‌ها، سرســـتون‌ها، نشیمن‌ها یا دیوارها مهار شوند.

تفسیر

۱۸-۴-۵ دال‌های دوطرفه بدون تیر

بخش ۱۸-۴-۵ بـــه دال‌های دوطرفه بدون تیـــر، مانند دال‌های تخت می‌پردازد.

اســـتفاده از ترکیب بارهای روابط ۵-۳-۱-ث و ۵-۳-۱-چ ممکن است منجر به مقادیری از لنگر خمشی شود که به آرماتورگذاری در بالا و پایین در محل تکیه‌گاه نیاز باشد.

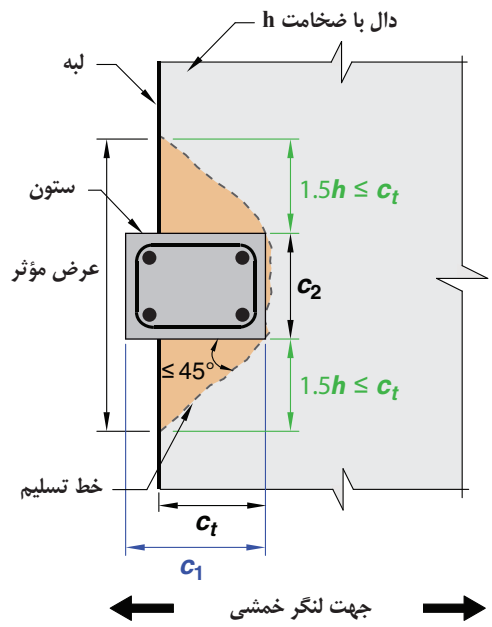
لنگر خمشـــی M_{sc}، مربوط به هر ترکیب بارگذاری شامل نیروی زلزله E که در یک جهت افقی اعمال می‌شـــود، معادل با قسمتی از لنگر ضریبدار دال اســـت که با اعضای تکیه‌گاهی در اتصال موردنظر متعادل می‌شود. این الزاماً برابر با لنگر خمشـــی کلی طراحی در تکیه‌گاه برای یک ترکیب بار شـــامل اثرات زلزله نمی‌باشد. مطابق بند ۸-۴-۲-۳-۳، تنها قسمتی از لنگر خمشـــی M_{sc} به عرض مؤثر دال مربوط می‌شود. برای اتصالات لبه و گوشه، آرماتور خمشی عمود بر لبه، به‌طور کامل مؤثر در نظر گرفته نمی‌شـــود، مگر آنکه در عرض مؤثر دال قرار داده شوند. (ACI 352.1R; Pan and Moehle 1989). به شکل ۱۸-۴-۵-۱ مراجعه شود.

کاربرد ضوابط بخش ۱۸-۴-۵ در شکل‌های ۱۸-۴-۵-۲ و ۱۸-۴-۵-۳ نشان داده شده است.

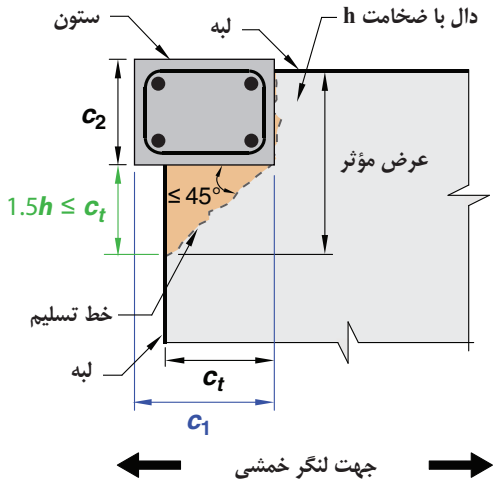
CODE	COMMENTARY
18.4.4.7.4 V_n of the joint shall be in accordance with 18.8.4.3.	
18.4.5 *Two-way slabs without beams*	**R18.4.5** *Two-way slabs without beams*
18.4.5.1 Factored slab moment at the support including earthquake effects, E, shall be calculated for load combinations given in Eq. (5.3.1e) and (5.3.1g). Reinforcement to resist M_{sc} shall be placed within the column strip defined in 8.4.1.5.	Section 18.4.5 applies to two-way slabs without beams, such as flat plates. Using load combinations of Eq. (5.3.1e) and (5.3.1g) may result in moments requiring top and bottom reinforcement at the supports. The moment M_{sc} refers, for a given design load combination with E acting in one horizontal direction, to that portion of the factored slab moment that is balanced by the supporting members at a joint. It is not necessarily equal to the total design moment at the support for a load combination including earthquake effect. In accordance with 8.4.2.2.3, only a fraction of the moment M_{sc} is assigned to the slab effective width. For edge and corner connections, flexural reinforcement perpendicular to the edge is not considered fully effective unless it is placed within the effective slab width (ACI 352.1R; Pan and Moehle 1989). Refer to Fig. R18.4.5.1. Application of the provisions of 18.4.5 is illustrated in Fig. R18.4.5.2 and R18.4.5.3.
18.4.5.2 Reinforcement placed within the effective width given in 8.4.2.2.3 shall be designed to resist $\gamma_f M_{sc}$. Effective slab width for exterior and corner connections shall not extend beyond the column face a distance greater than c_t measured perpendicular to the slab span.	
18.4.5.3 At least one-half of the reinforcement in the column strip at the support shall be placed within the effective slab width given in 8.4.2.2.3.	
18.4.5.4 At least one-fourth of the top reinforcement at the support in the column strip shall be continuous throughout the span.	
18.4.5.5 Continuous bottom reinforcement in the column strip shall be at least one-third of the top reinforcement at the support in the column strip.	
18.4.5.6 At least one-half of all bottom middle strip reinforcement and all bottom column strip reinforcement at midspan shall be continuous and shall develop f_y at the face of columns, capitals, brackets, or walls.	
18.4.5.7 At discontinuous edges of the slab, all top and bottom reinforcement at the support shall be developed at the face of columns, capitals, brackets, or walls.	

آیین‌نامه

تفسیر



الف) اتصال لبه

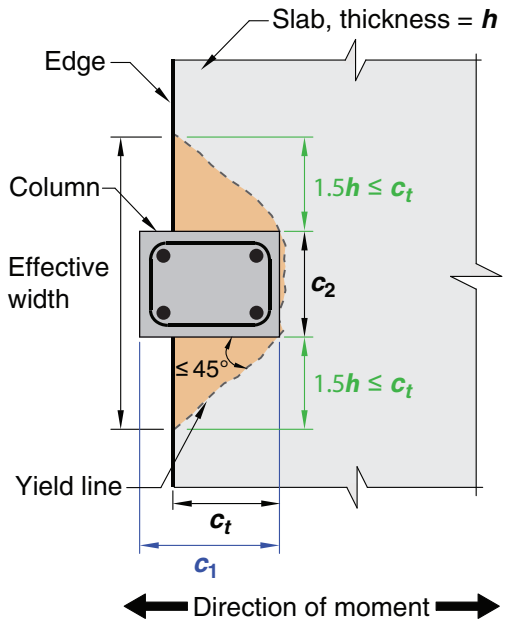


ب) اتصال گوشه

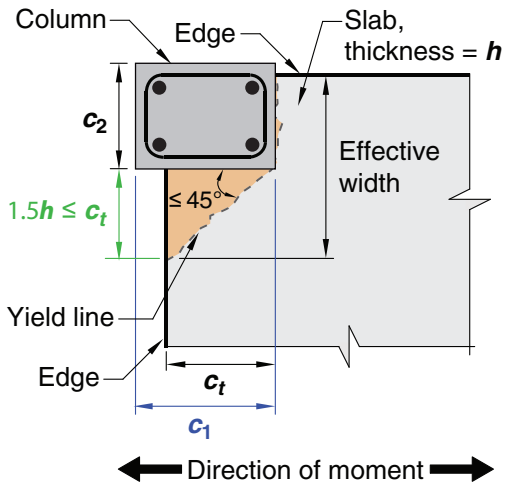
شکل ۱۸-٤-٥-۱: عرض مؤثر برای جایگذاری آرماتور در لبه و گوشه اتصال

CODE

COMMENTARY



(a) Edge connection



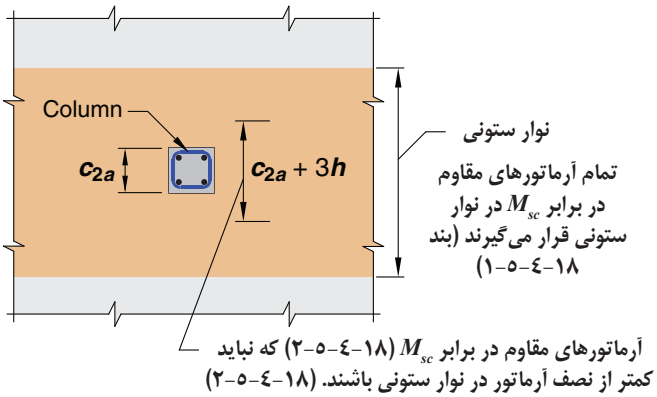
(b) Corner connection

Fig. R18.4.5.1*—Effective width for reinforcement placement in edge and corner connections.*

آیین‌نامه

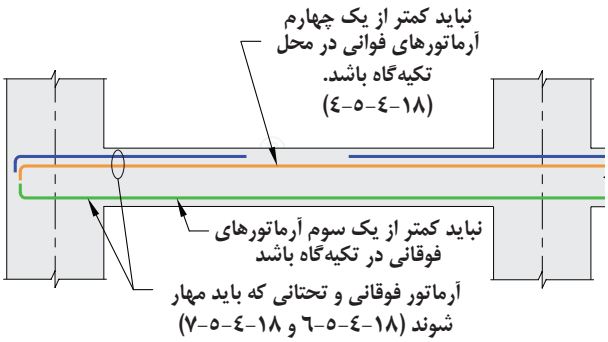
۱۸-۴-۵-۸ در مقاطع بحرانی تعریف شده در بند ۲۲-۶-۴-۱ برای ستون‌ها، برش دوطرفه ناشی از بارهای ثقلی نباید از $0.4\phi V_c$ برای اتصالات دال - ستون غیرپیش‌تنیده و از $0.5\phi V_c$ برای اتصالات دال - ستون نچسبیده پس کشیده با f_{pc} بیشتر شود، که V_c باید مطابق بخش ۲۲-۶-۵ محاسبه گردد. این ضابطه درصورتی‌که دال، الزامات بخش ۱۸-۱۴-۵ را تأمین نماید، نیازی به‌منظور نمودن این ضابطه نیست.

تفسیر

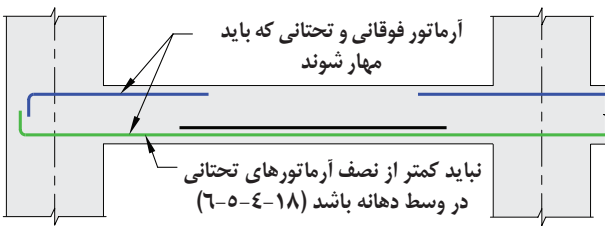


توجه: به آرماتورهای فوقانی و تحتانی اعمال می‌شود.

شکل ۱۸-۵-۴-۲: محل قرارگیری آرماتور در دال‌ها



نوار ستونی



نوار میانی

شکل ۱۸-۵-۴-۳: آرایش آرماتورها در دال‌ها

۱۸-۴-۵-۸ این الزامات به دال‌های دوطرفه که به‌عنوان بخشی از سیستم مقاوم لرزه‌ای طراحی شده‌اند، اعمال می‌گردد. اتصالات دال-ستون غیرپیش‌تنیده در آزمایش‌های آزمایشگاهی (Pan و Moe-hle 1989) نشان می‌دهد هنگامی‌که تنش برشی در اتصال ستون از حد توصیه‌شده‌ی $0.4\phi_{vc}$ فراتر می‌رود، این اتصالات شکل‌پذیری جانبی کمتری از خود نشان می‌دهد. بر اساس اطلاعات آزمایش‌های آزمایشگاهی (Kang و Wallace 2006؛ Kang و همکاران ۲۰۰۷) یک حداکثر تنش برشی ثقلی ضریبدار بزرگ‌تر معادل با $0.5\phi_{vc}$ برای اتصال دال-ستون ناپیوسته‌ی پس‌کشیده با f_{pc} که در هر جهت الزامات بند ۸-۶-۲-۱ را تأمین می‌کند، مجاز می‌باشد. اتصالات دال-ستون نچسبیده پس‌کشیده با f_{pc} که در هر جهت الزامات بند ۸-۶-۲-۱ را تأمین نمی‌کند، می‌توانند به‌صورت اتصالات دال-ستون غیرپیش‌تنیده مطابق با بند ۸-۲-۳ طراحی شوند. همچنین اتصالات دال-ستون می‌بایست

CODE

COMMENTARY

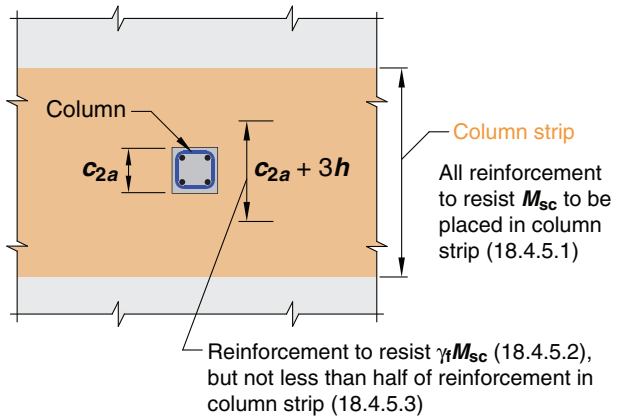


***Fig. R18.4.5.2**—Location of reinforcement in slabs.*

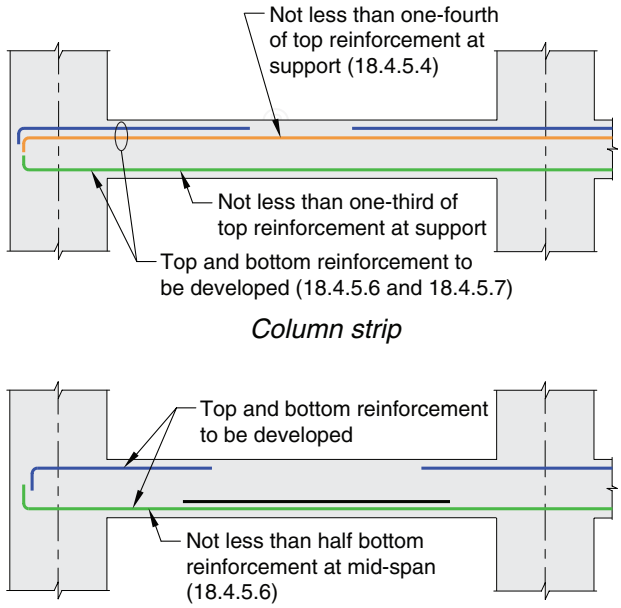


***Fig. R18.4.5.3**—Arrangement of reinforcement in slabs.*

18.4.5.8 At the critical sections for columns defined in 22.6.4.1, two-way shear stress caused by factored gravity loads without moment transfer shall not exceed $\mathbf{0.4}\phi v_c$ for nonprestressed slab-column connections and $\mathbf{0.5}\phi v_c$ for unbonded post-tensioned slab-column connections with f_{pc} in each direction meeting the requirements of 8.6.2.1, where v_c shall be calculated in accordance with 22.6.5. This requirement need not be satisfied if the slab-column connection satisfies 18.14.5.

R18.4.5.8 The requirements apply to two-way slabs that are designated part of the seismic-force-resisting system. Nonprestressed slab-column connections in laboratory tests (Pan and Moehle 1989) exhibited reduced lateral displacement ductility when the shear stress at the column connection exceeded the recommended limit of $\mathbf{0.4}\phi v_c$. Based on laboratory test data (Kang and Wallace 2006; Kang et al. 2007), a higher maximum factored gravity shear stress of $\mathbf{0.5}\phi v_c$ is allowed for unbonded post-tensioned slab-column connections with f_{pc} in each direction meeting the requirements of 8.6.2.1. Post-tensioned slab-column connections with f_{pc} in each direction not meeting the requirements of 8.6.2.1 can be designed as nonprestressed slab-column connections in accordance with 8.2.3. Slab-column connections also must

آیین‌نامه

۱۸-۵ دیوارهای سازه‌ای پیش‌ساخته متوسط

۱۸-۵-۱ هدف

۱۸-۵-۱-۱ این بخش باید برای دیوارهای سازه‌ای پیش‌ساخته متوسط که بخشی از سیستم مقاوم لرزه‌ای را تشکیل می‌دهند، بکار برده شود.

۱۸-۵-۲ کلیات

۱۸-۵-۲-۱ در اتصالات بین صفحه‌های دیوار، یا بین صفحات دیوار و شالوده، تسلیم باید به اعضای فولادی یا آرماتورها محدود شود.

۱۸-۵-۲-۲ برای اجزای اتصال که برای تسلیم طراحی نشده‌اند، مقاومت موردنیاز باید بر اساس $1.5S_y$ مربوط به قسمت قابل تسلیم اتصال در نظر گرفته شود.

۱۸-۵-۲-۳ در سازه‌های متعلق به گروه‌های طرح لرزه‌ای D، E، یا F، دیوار پایه باید مطابق بخش ۱۸-۱۰-۸ یا ۱۸-۱۴ طراحی شود.

۱۸-۶ تیرهای قاب‌های خمشی ویژه

۱۸-۶-۱ هدف

۱۸-۶-۱-۱ این بخش برای تیرهای قاب‌های خمشی ویژه که بخشی از سیستم مقاوم لرزه‌ای هستند و ابعاد آن‌ها عمدتاً برای مقاومت خمشی و برشی مناسب می‌باشد، بکار گرفته می‌شود.

۱۸-۶-۱-۲ تیرهای قاب‌های خمشی ویژه باید در میان ستون‌های قاب‌های خمشی ویژه تأمین‌کننده الزامات بخش ۱۸-۷، احاطه گردند.

تفسیر

الزامات برشی و خمشی فصل ۸ تحت ترکیبات بار شامل اثرات لرزه‌ای را برآورده سازد.

۱۸-۵ دیوارهای سازه‌ای پیش‌ساخته متوسط

اتصالات بین صفحات دیوار پیش‌ساخته یا بین صفحات دیوار و شالوده باید در برابر نیروهای ناشی از زلزله مقاومت نموده و تسلیم شدن در مجاور اتصالات را فراهم آورند. چنانچه وصله‌های مکانیکی برای اتصال مستقیم آرماتورهای اصلی به کار روند، مقاومت محتمل وصله‌ها باید حداقل ۱/۵ برابر مقاومت مشخصه‌ی تسلیم آرماتورها باشد.

۱۸-۶ تیرهای قاب‌های خمشی ویژه

۱۸-۶-۱ هدف

این بخش برای تیرهای قاب‌های خمشی ویژه که بارهای جانبی ناشی از زلزله را تحمل می‌نمایند، بکار برده می‌شود. در آیین‌نامه‌های پیشین، ابعاد و جزییات هر عضو قاب در معرض بار محوری فشاری ضریبدار بزرگ‌تر از $A_g f'_c/10$، تحت هریک از ترکیبات بار، باید طبق بخش ۱۸-۷ تعیین می‌شد. در ویرایش ۲۰۱۴ آیین‌نامه، تمام الزامات تیرها، صرف‌نظر از مقدار بار محوری فشاری، در بخش ۱۸-۶ جمع‌آوری شده است.

این آیین‌نامه با فرض اینکه قاب‌های خمشی ویژه شامل تیرهای افقی و ستون‌های عمودی که توسط اتصالات تیر-ستون به هم متصل هستند، نوشته شده است. مایل بودن تیرها و ستون‌ها در صورت تشکیل سیستمی که مانند یک قاب عمل کند، قابل‌قبول می‌باشد- به این معنی که، مقاومت جانبی عمدتاً توسط انتقال لنگر خمشی بین تیرها و ستون‌ها صورت گیرد، و نه توسط عمل جزء فشاری و مهاربند. در قاب‌های خمشی ویژه، طراحی تیرها برای تحمل ترکیب نیروی محوری و خمشی، مانند تیرهایی که هم عضو قاب خمشی بوده و هم به‌عنوان یال یا جمع‌کننده یک دیافراگم عمل می‌کنند، قابل‌قبول می‌باشد. تیرهای قاب‌های خمشی ویژه را می‌توان به‌صورت طره بعد از ستون‌ها ادامه داد، اما این طره‌ها نمی‌توانند به‌عنوان بخشی از قاب خمشی ویژه تشکیل‌دهنده سیستم مقاوم لرزه‌ای استفاده شوند. برای تیرهای یک قاب خمشی ویژه، اتصال به مرز یک دیوار به شرطی که این مرز مانند یک ستون در قاب خمشی ویژه مطابق بخش ۱۸-۷ آرماتوربندی شده باشد، قابل‌قبول می‌باشد. یک قاب مهاربندی شده بتنی، که در آن مقاومت جانبی عمدتاً توسط نیروهای محوری در تیرها و ستون‌ها تأمین شده است، یک سیستم مقاوم لرزه‌ای شناخته شده نمی‌باشد.

CODE

COMMENTARY

satisfy shear and moment strength requirements of Chapter 8 under load combinations including earthquake effect.

18.5—Intermediate precast structural walls

18.5.1 *Scope*

18.5.1.1 This section shall apply to intermediate precast structural walls forming part of the seismic-force-resisting system.

18.5.2 *General*

18.5.2.1 In connections between wall panels, or between wall panels and the foundation, yielding shall be restricted to steel elements or reinforcement.

18.5.2.2 For elements of the connection that are not designed to yield, the required strength shall be based on $1.5S_y$ of the yielding portion of the connection.

18.5.2.3 In structures assigned to SDC D, E, or F, wall piers shall be designed in accordance with 18.10.8 or 18.14.

R18.5—Intermediate precast structural walls

Connections between precast wall panels or between wall panels and the foundation are required to resist forces induced by earthquake motions and to provide for yielding in the vicinity of connections. If mechanical splices are used to directly connect primary reinforcement, the probable strength of the splice should be at least 1.5 times the specified yield strength of the reinforcement.

18.6—Beams of special moment frames

18.6.1 *Scope*

18.6.1.1 This section shall apply to beams of special moment frames that form part of the seismic-force-resisting system and are proportioned primarily to resist flexure and shear.

18.6.1.2 Beams of special moment frames shall frame into columns of special moment frames satisfying 18.7.

R18.6—Beams of special moment frames

R18.6.1 *Scope*

This section applies to beams of special moment frames resisting lateral loads induced by earthquake motions. In previous Codes, any frame member subjected to a factored axial compressive force exceeding ($A_g f_c'/10$) under any load combination was to be proportioned and detailed as described in 18.7. In the 2014 Code, all requirements for beams are contained in 18.6 regardless of the magnitude of axial compressive force.

This Code is written with the assumption that special moment frames comprise horizontal beams and vertical columns interconnected by beam-column joints. It is acceptable for beams and columns to be inclined provided the resulting system behaves as a frame—that is, lateral resistance is provided primarily by moment transfer between beams and columns rather than by strut or brace action. In special moment frames, it is acceptable to design beams to resist combined moment and axial force as occurs in beams that act both as moment frame members and as chords or collectors of a diaphragm. It is acceptable for beams of special moment frames to cantilever beyond columns, but such cantilevers are not part of the special moment frame that forms part of the seismic-force-resisting system. It is acceptable for beams of a special moment frame to connect into a wall boundary if the boundary is reinforced as a special moment frame column in accordance with 18.7. A concrete braced frame, in which lateral resistance is provided primarily by axial forces in beams and columns, is not a recognized seismic-force-resisting system.