جمهوری اسلامی ایران
سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور

تفسیر بخش دوم
آیین‌نامه بتن ایران «آبا»

اصول تحلیل و طراحی

(تجدید نظر اول)
ضمیمه نشریه شماره ۱۲۰

معاونت امور فنی
دفتر امور فنی ، تدوین معیارها و کاهش خطر پذیری ناشی از زلزله
http://www.mporg.ir/fanni.htm

جمهوری اسلامی ایران

سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور

تفسیر بخش دوم
آیین‌نامه بتن ایران (آبا)

ضمیمه نشریه شماره ۱۲۰

اصول تحلیل و طراحی

معاونت امور فنی

دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله

انتشارات سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور ۸۴/۰۰/۷۴

۱۳۸۴

فهرست‌برگه

سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور. دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله
تفسیر بخش دوم آیین‌نامه بتن ایران (آبا): ضمیمه نشریه شماره ۱۲۰: اصول تحلیل و طراحی/ معاونت امور فنی، دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله.- تهران: سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، معاونت امور اداری، مالی و منابع انسانی، مرکز مدارک علمی، موزه و انتشارات، ۱۳۸۴.
۳۱۳ ص. مصور.- (انتشارات سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور؛ ۸۴/۰۰/۷۴)
ISBN 964-425-657-3
کتابنامه: ص. ۳۰۹-۳۱۳

۱. بتن – مشخصات. ۲. بتن – استانداردها. الف. سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور. مرکز مدارک علمی، موزه و انتشارات. ب. عنوان. ج. عنوان: ضمیمه نشریه شماره ۱۲۰: اصول تحلیل و طراحی.

۱۳۸۴ ضمیمه ش. ۱۲۰ ۲ س / ۳۶۸ TA

شابک ۳-۶۵۷ - ۴۲۵-۹۶۴ ISBN 964-425-657-3

تفسیر بخش دوم آیین‌نامه بتن ایران (آبا): ضمیمه نشریه شماره ۱۲۰: اصول تحلیل و طراحی

ناشر: سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، معاونت امور اداری، مالی و منابع انسانی، مرکز مدارک علمی، موزه و انتشارات
چاپ اول، ۳۰۰۰ نسخه
قیمت: ۲۲۰۰۰ ریال
تاریخ انتشار: سال ۱۳۸۴
لیتوگرافی: قاسملو
چاپ و صحافی: اتحاد
همه حقوق برای ناشر محفوظ است.

آیین‌نامه بتن ایران

(آبا)

مبحث اول ـ کلیات و ساختمان‌های متعارف

اصلاح مدارک فنی

خواننده گرامی :

دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور با استفاده از نظر کارشناسان برجسته مبادرت به تهیه این اثر نموده و آن را برای استفاده جامعه مهندسی کشور در اختیار قرار داده است. این دفتر معتقد است که با وجود تلاش فراوان، این اثر مصون از ایرادهایی نظیر غلط‌های مفهومی، فنی، ابهام، ایهام و اشکالات موضوعی نیست.
از این رو، این دفتر صمیمانه از شما خواننده گرامی تقاضا دارد در صورت مشاهده هرگونه ایراد و اشکال فنی مراتب را به صورت زیر گزارش فرمایید :

۱- *شماره بند و صفحه موضوع مورد نظر رامشخص کنید.*
۲- *ایراد مورد نظر را بصورت خلاصه بیان دارید.*
۳- *در صورت امکان متن اصلاح شده را برای جایگزینی ارسال نمایید.*
۴- *نشانی خود را برای تماس احتمالی ذکر فرمایید.*

کارشناسان این دفتر نظرهای دریافتی را به دقت مطالعه نموده و اقدام لازم را معمول خواهند داشت. پیشاپیش از همکاری و دقت نظر شما همکار ارجمند قدردانی می‌شود.
نشانی برای مکاتبه :

تهران، خیابان ملاصدرا، خیابان شیخ بهایی، کوچه لادن، سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور
دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله، صندوق پستی ۱۹۹۱۷۴۵۴۸۱

بسمه تعالی

پیشگفتار

بخش دوم آیین‌نامه بتن ایران اولین بار در سال ۱۳۷۴ منتشر گردید که در سال ۱۳۷۹به همراه بخش اول مورد تجدید نظر قرار گرفت. از آنجا که تفسیر هر آیین‌نامه می‌تواند باعث برطرف نمودن ابهامات احتمالی و روشن‌تر شدن نکات فنی آن گردد، تدوین تفسیر بخش دوم آیین نامه در دستور کار قرار گرفت.

برای این منظور تدوین تفسیر بخش دوم آیین نامه بتن ایران به گروهی متشکل از پنج نفر واگذار شد. گروه مزبور باتقسیم کار، امور مربوط به تدوین تفسیر را هدایت نمود که آنچه از نظر می‌گذرد حاصل زحمات کارشناسی آن کمیته است که به ترتیب زیر کار نگارش تفسیر را به انجام رسانیدند.

- آقای دکتر فریدون امینی	دانشگاه علم و صنعت ایران، دانشکده مهندسی عمران *تفسیر فصلهای یازدهم، شانزدهم و بیستم*
- آقای دکتر مرتضی زاهدی	دانشگاه علم و صنعت ایران، دانشکده مهندسی عمران *تفسیر فصلهای دهم، پانزدهم و هجدهم*
-آقای مهندس علی‌اصغر طاهری بهبهانی	مهندس محاسب *تفسیر فصلهای دوازدهم و سیزدهم*
- آقای مهندس فریدون کیایی	مهندس مشاور *تفسیر فصل هفدهم*
- آقای مهندس رحیم واعظی (مسئول کمیته تدوین‌کننده)	مهندس مشاور *تفسیر فصلهای چهاردهم، نوزدهم و هماهنگ‌کننده کمیته*

در نگارش تفسیر علائم متحدالشکل مورد تأیید سازمان بین‌المللی استاندارد (ISO) به کار گرفته و سعی شده است تا حد امکان از واژه های «واژه‌نامه بتن» که از ضمائم "آیین نامه بتن ایران" محسوب می‌شود استفاده شود.

بندهایی که در این کتاب جای آنها خالی است دارای تفسیر نمی باشند.

متن تهیه شده توسط گروه تدوین‌کننده تفسیر، مورد بررسی و تایید کمیته تدوین آیین‌نامه بتن ایران نیز قرار گرفت. از اظهار نظر آقایان دکتر محمد جواد فدایی، مهندس سیداکبر هاشمی و مهندس حمیدرضا خاشعی دربررسی تفسیرتشکرمی شود. معاونت امور فنی علاوه بر گروه تدوین‌کننده و بررسی کنندگان آن، از سرکار خانم مهندس پورسید مدیرکل محترم دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله، آقای مهندس تبار معاون آن دفتر، آقای مهندس سید اکبرهاشمی مدیرکل سابق و نیز آقای مهندس حمیدرضا خاشعی کارشناس آن دفتر که هدایت و هماهنگی‌های لازم را عهده دار بودند تشکر می‌نماید.

معاون امور فنی

تابستان ۱۳۸۴

فهرست

تفسیر بخش دوم : اصول تحلیل و طراحی

تفسیر فصل دهم ـ اصول تحلیل و طراحی	۱۳
تفسیر فصل یازدهم ـ خمش و بارهای محوری	۵۳
تفسیر فصل دوازدهم ـ برش و پیچش	۶۵
تفسیر فصل سیزدهم ـ آثار لاغری ـ کمانش	۱۴۳
تفسیر فصل چهاردهم ـ تغییر شکل ها و ترک خوردگی‌ها	۱۶۹
تفسیر فصل پانزدهم ـ طراحی سیستم‌های دال دو طرفه	۱۸۷
تفسیر فصل شانزدهم ـ دیوارها	۲۱۷
تفسیر فصل هفدهم ـ شالوده‌ها	۲۲۱
تفسیر فصل هجدهم ـ مهار و وصله آرماتورها	۲۵۳
تفسیر فصل نوزدهم ـ ارزیابی ایمنی سازه‌های اجرا شده	۲۸۳
تفسیر فصل بیستم ـ ضوابط ویژه برای طراحی در برابر زلزله	۲۹۱
مراجع	۳۰۹

تفسیر بخش دوم

اصول تحلیل و طراحی

تفسیر فصل دهم

اصول تحلیل و طراحی

۱۰-۱ گستره

در آیین‌نامه‌های طراحی سازه‌ها، معمولا مطالبی که مربوط به روش‌های طراحی، جزئیات اجرائی و اموری که در آنها نیاز به تجربیات فنی و مشاهدات آزمایشگاهی است، مورد بحث و گفتگو قرار می‌گیرند. در این آیین‌نامه‌ها معمولا در ارتباط با تحلیل سازه‌ها مطالب کمتری عنوان می‌شوند، چرا که تحلیل سازه‌ها مبتنی بر اصول فیزیکی شناخته شده‌ایست که صحت آنها تجربه شده و مورد قبول همگان است. آنچه در این فصل در باب تحلیل سازه‌ها بیان می‌شود، بطور عمده پیرامون اطلاعات مربوط به مشخصات اولیه مصالح، فرضیاتی که به ساده کردن جریان تحلیل کمک می‌کنند و روشهای تقریبی که می‌توانند مورد استفاده قرار گیرند، دور می‌زند.

۱۰-۲ مبانی طراحی

۱۰-۲-۱ هدف طراحی

۱۰-۲-۱-۱ تأمین سه هدفی که برای طراحی عنوان شده‌اند، گرچه ممکن است به لحاظ اهمیت هم وزن نباشند، ولی برای یک طرح خوب و اقتصادی ضروری است. هدف

«ایمنی» نظر به آن که بطورمستقیم با باربری سازه سروکار دارد بیشتر مورد توجه است و درعمل بخش اعظم جریان طراحی را به خود اختصاص می‌دهد. دو هدف «عملکرد مطلوب» و «پایایی» مربوط به عملکرد سازه در درازمدت بوده و اهمیت آنها در جریان بهره‌برداری در طول مدت عمر سازه هویدا می‌گردد. عدم توجه کافی به دو هدف اخیر ممکن است هزینه‌های نگهداری و مرمت سازه را به حدی افزایش دهد که اقتصاد طرح را زیر سؤال ببرد.

۱۰-۲-۱-۲ منظور از انسجام سازه آن است که پیکربندی اعضای آن به صورتی در نظر گرفته شود که احتمال ایجاد خرابی در یک قسمت و یا در تمامی سازه به حداقل کاهش داده شود، و در صورت پیش آمدن خرابی در یک قسمت میزان گسترش آن به اطراف محدود باشد. ایجاد شرایطی نظیر توزیع بار بین تعداد اعضای بیشتر، بالا بردن درجه نامعینی سازه، افزایش شکل‌پذیری قطعات سازه، از جمله تدابیری هستند که به تأمین این منظور کمک می‌کنند.

در این متن کلمه پایداری به مفهوم کلاسیک آن در تحلیل سازه‌ها به کار برده شده است. رعایت اصول پایداری در پیکربندی کل سازه و نیز ابعادی که برای هر یک از اعضا در نظر گرفته می‌شوند، الزامی است.

۱۰-۲-۱-۳ در شروع طراحی هر سازه باید تمامی عواملی که ممکن است در جریان بهره‌برداری از سازه مزاحمت ایجاد کنند، شناسایی شوند و تدابیر لازم برای مقابله با آنها اندیشیده شده و در طراحی منظور گردند. موارد عنوان شده در این بند عواملی

هستند که در ساختمان‌ها مزاحمت ایجاد می‌کنند. در سایر سازه‌ها موارد دیگری مطرح هستند که باید شناسایی شوند. برای مثال در مخازن بتن آرمه مایعات، موضوع نشت مایع از جداره مخزن مسئله ساز است و در طراحی آنها، جلوگیری از نشت مایع، باید به عنوان یکی از شرایط مطلوب، مد نظر قرار گیرد.

۱۰-۲-۱-۴ توجه به پایایی سازه‌ها، با افزایش عمر ساختمانها و ظاهر شدن عوامل فرسودگی در آنها، روز به روز بیشتر اهمیت خود را نشان می‌دهد. هزینه‌های مرمت و نگهداری سازه‌هائی که زودتر از موعد معمول فرسوده شده و بقای آن‌ها در معرض خطر قرار گرفته است، در سطح جهان کم نیست. هم اکنون ارقام مربوط به خرابی‌های ناشی از خوردگی میلگردها در سازه‌های حاشیه خلیج فارس به مرز هشداردهنده‌ای رسیده است. در حال حاضر تحقیقات زیادی برای شناسائی بیشتر عوامل ایجاد فرسودگی در سازه‌های بتن آرمه، در سطح جهانی در جریان بوده و نشانه‌های زیادی وجود دارند که در آتیه نزدیک بتوان ضوابط ملموس‌تر و مشخص‌تری برای پایایی سازه‌ها ارائه نمود.

۱۰-۲-۲ روش طراحی

روش طراحی در حالات حدی روش توسعه یافته‌ای از دو روش «طراحی بر اساس تنش‌های مجاز» و «طراحی بر اساس مقاومت نهایی» است که به ترتیب در طراحی سازه‌های بتن آرمه معمول بوده و هنوز هم در بعضی از کشورها و یا برای طراحی بعضی از سازه‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرند.

در روش «تنش‌های مجاز» ابعاد سازه و مقاطع اعضای آن چنان در نظر گرفته می‌شوند که در حالت بارگذاری در شرایط بهره‌برداری، مقادیر تنش‌های ایجاد شده در بتن و فولاد از حد معینی تجاوز نکنند. در این روش ضرائب ایمنی مورد نظر در طرح، در مقاومت‌های بتن و فولاد اثر داده شده و در تعیین مقاومت مقاطع اعضا ، رفتارهای بتن و فولاد خطی در نظر گرفته می‌شوند. در این روش کنترل‌های لازم برای رفتار مناسب سازه در شرایط بهره‌برداری به راحتی در همین بارگذاری انجام می‌گیرند.

در روش «مقاومت نهایی» بارهای وارد به سازه در ضرائب ایمنی ضرب شده و تلاش‌های ایجاد شده در قطعات سازه برای این بارها به دست می آیند. ابعاد سازه و مقاطع اعضای آن چنان در نظر گرفته می‌شوند که حداکثر مقاومت هر قطعه قبل از آسیب دیدگی و انهدام، بزرگتر یا مساوی تلاش ایجاد شده در آن قطعه زیر اثر بارهای گفته شده باشد. در تعیین مقاومت مقاطع اعضا رفتارهای واقعی بتن و فولاد، یعنی رفتارهای غیرخطی منظور می‌گردند. برای کنترل سازه در شرایط بهره‌برداری، سازه باید زیر اثر بارهای بهره‌برداری و با منظور کردن رفتارهای خطی برای بتن و فولاد بررسی شود.

در روش «حالات حدی» با توجه به شرایطی که باید در طول مدت عمر سازه موجود باشند، تعدادی «حالات حدی» تعریف می‌شوند و سازه در هر یک از این حالات برای شرط مورد نظر طراحی یا کنترل می‌گردد. ضرائب ایمنی و رفتار مکانیکی بتن و فولاد برای هر یک از حالات حدی، به مقتضای نیاز سازه در همان حالت حدی در نظر گرفته می‌شوند. طبیعی است که این ضرائب و این رفتار برای حالات مختلف متفاوت خواهند بود.

روش حالات حدی با این تعریف، دو روش قبل را به راحتی در بر می‌گیرد و علاوه بر آن می‌تواند گسترده‌تر شود و در حالات حدی دیگر مانند ارتعاشات سازه و یا ترک‌خوردگی برای نشت مایع در مخازن و غیره، سازه را تحت کنترل قرار دهد.

در این آئین‌نامه با توجه به گستره آن که بطورعمده ساختمان‌ها را شامل می‌شود، دو گروه حالات حدی در نظر گرفته شده‌اند که در بندهای بعدی توضیح داده می‌شوند.

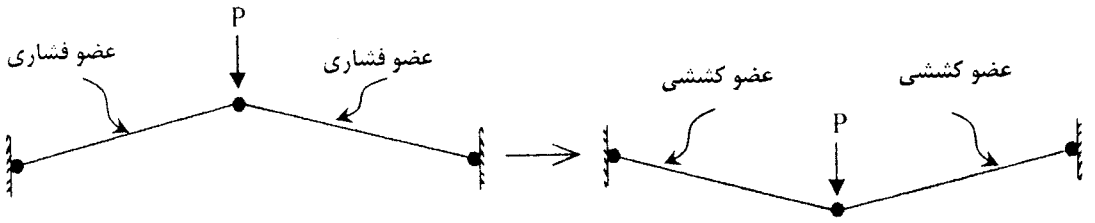
۱۰-۲-۲-۲ حالات حدی نهائی

در حالات حدی نهائی، حداکثر مقاومتی که سازه می‌تواند درحالات زیر دارا باشد تعیین می‌گردد. این مقاومت باید بزرگتر یا مساوی بار یا تلاشی باشد که باتوجه به ضریب ایمنی مورد نظر، به سازه وارد می‌آید.

الف- سازه به صورت یک جسم صلب در نظر گرفته می‌شود و با توجه به شرایط تکیه‌گاهی آن و نحوه اتصال سازه به تکیه‌گاه، حداکثر باری که می‌توان به سازه وارد نمود تعیین می‌گردد. درواقع در این کنترل اطمینان حاصل می‌شود که تعادل نیروها در هیچ حالت مختل نشده و تکیه‌گاه‌ها و اتصالات در هر وضعیت قادر به تحمل بارهای وارده هستند. همچنین چنانچه سازه از قسمت‌های مستقلی تشکیل شده که با اتصالهائی بهم مربوط می‌شوند، هر قسمت مستقل قادر به تحمل بارهای وارده به صورت یک جسم صلب می‌باشد و اتصالات نیز قادر به انتقال نیروهای وارده هستند.

ب- در این حالت حدی شرایطی از بارگذاری، که تحت آن سازه ممکن است تغییر وضعیت هندسی دهد، جستجو می‌گردد. بعنوان مثال، تحقق حالتی که در شکل ۱۰-۱ زیر نشان داده شده است نمونه‌ای از تغییر شکل سازه و تغییر کلی رفتار سازه

پس از بارگذاری می‌باشد.



شکل هندسی سازه پس از اعمال بار وتغییر شکل شکل هندسی سازه در حین اعمال بار

شکل ۱۰-۱

پ- این حالت حدی مربوط به خصوصیات اعضای سازه است و حداکثر باری که سازه می‌تواند تحمل کند با توجه به این خصوصیات تعیین می‌گردد. در این حالت حدی ظرفیت باربری سازه در شرایط زیر بررسی می‌گردد :

- اعضای سازه دچار آسیب‌دیدگی شوند، بشکنند یا گسیخته شوند و بنابراین تمام سازه و یا قسمتی از آن منهدم شود.

- در اثر تشکیل مفصل‌های پلاستیک در بعضی مقاطع قطعات سازه، حالت مکانیزم در سازه ایجاد شود. در تحلیل سازه‌ها نشان داده می‌شود که چنانچه تعداد مفصل‌های ایجاد شده در سازه از تعداد درجه نامعینی آن تجاوز کند، تغییر شکل‌های ایجاد شده در سازه بطور قابل ملاحظه بزرگ خواهند شد و سرانجام سازه دچار آسیب‌دیدگی می‌شود.

- اعضای سازه دارای سختی کافی نباشند و سازه به لحاظ پایداری در کل و یا در جزء

دچار آسیب‌دیدگی شود. توجه شود که در این بند، سختی قطعات، و نه مقاومت باربری آنها مورد نظر است. کلمه پایداری در اینجا به همان مفهومی به کار برده شده است که در تحلیل سازه‌ها از آن نام برده می‌شود. پایداری سازه‌ها موضوعی است که همواره به موازات مقاومت سازه‌ها یا ظرفیت باربری سازه‌ها مطرح است و باید هم در اعضای سازه و هم در کل سازه مورد بررسی قرار گیرد. در این حالت حدی تعیین حداکثر باربری سازه قبل از آنکه به لحاظ پایداری بخطر افتد، مطرح می‌باشد.

۱۰-۲-۲-۳ حالات حدی بهره‌برداری

در حالات حدی بهره‌برداری عملکرد سازه در شرایط بارگذاری عادی در طول عمر مفید آن مورد بررسی قرار می‌گیرد و اطمینان حاصل می‌شود که این عملکرد، استفاده از سازه‌ها را دچار اخلال نمی‌نماید. حالات نام برده شده در این بند بطورمعمول در سازه‌های ساختمانی مطرح‌اند. در سازه‌های دیگر ممکن است حالات دیگری بحرانی و مورد توجه باشند.

الف- حالت حدی تغییر شکل‌ها به لحاظ دید و منظری که سازه ممکن است پیدا کند و یا آسیبی که تغییر شکل‌های زیاد ممکن است به دیوارهای طبقه زیر یا طبقه رو برسانند و نیز آسیبی که ممکن است در نازک کاری سقف‌ها ایجاد نمایند، حائز اهمیت می‌باشد. افتادگی تیرها و خم شدگی ستون‌ها در حدی که با چشم قابل تشخیص باشد، ممکن است ایجاد ترس و نگرانی کند و موجب شود که سرانجام سازه مورد بهره‌برداری قرار نگیرد.

ب - حالت حدی ترک‌خوردگی و پوسته شدن بتن به لحاظ آسیبی که ممکن است در

نازک‌کاری سقف‌ها ایجاد کند و نیز فراهم نمودن امکان نفوذ رطوبت به فضای داخلی قطعه و ایجاد خوردگی در میلگردها، حائز اهمیت است. ترک‌خوردگی‌های زیاد نیز ممکن است ایجاد ترس و نگرانی کنند. این عوامل ممکن است سرانجام بهره‌برداری از سازه را دچار وقفهَ نمایند.

پ - ارتعاشاتی که در سازه‌ها ایجاد می‌شوند بطور عمده بستگی به میزان سختی قطعات دارند. سازه‌های تشکیل شده از قطعات با سختی خمشی کمتر، بیشتر دارای ارتعاشات بیش از حد معمول می‌باشند. در ساختمانهای بتن آرمه بطور معمول سختی قطعات بحدی است که این پدیده ایجاد مزاحمت نمی‌کند ولی در سایر سازه‌ها ممکن است ارتعاشات بحرانی شود و لازم باشد به عنوان یک حالت حدی مورد توجه قرار گیرد. برای مثال در ساختمانهائی که ابعاد قطعات سازه‌ای در آنها به حداقل ممکن تقلیل داده شده‌اند و در بعضی از انواع پل‌ها این موضوع می‌تواند مطرح باشد.

۱۰-۲-۲-۴ در این بند به چهار مطلب اشاره شده است که ارتباط چندانی با حالات حدی در شرایط بهره‌برداری ندارند ولی می‌توانند خود به عنوان یک حالت حدی مطرح شوند. این مطالب در زیر توضیح داده می‌شوند.

الف- در سازماندهی قطعات سازه و اتصالات آنها به یکدیگر باید به دو مطلب توجه خاص شود. اول آن که این مجموعه تا حد امکان از پایداری بیشتری برخوردار باشد و تغییر شکل‌های جزئی ایجاد شده زیر اثر بار منجر به تغییر شکل‌های بزرگ نشود، دوم آنکه زمینه‌ای فراهم شود که آسیب‌های مختصر پدیده آمده در یک ناحیه به سایر نواحی گسترش نیابند. برای مثال خراب شدن یک پانل دیواری یا یک دهانه از یک

تیر موجب آسیب‌دیدگی، تنها در ناحیه محدود اطراف خود شوند و خرابی به ناحیه وسیعی گسترش پیدا نکند. سازه‌های با درجه نامعینی بیشتر به دلیل آن که می‌توانند بار را در مسیرهای مختلف به سایر قسمت‌ها منتقل کنند، از این نظر عملکرد بهتری دارند. در سازه‌های با درجه نامعینی کمتر باید امکان شکل‌پذیری بیشتری را برای قطعات تامین کرد تا شکست ترد و ناگهانی در آنها اتفاق نیفتد. قطعاتی که قادرند تغییرشکل‌های قابل تشخیص را قبل از آن که دچار انهدام شوند، بپذیرند به لحاظ هشداری که می‌دهند، مطلوب ترند.

ب- مقاومت سازه‌های بتن آرمه در مقابل آتش‌سوزی بطور عمده به رعایت ضوابطی ویژه در مورد پوشش بتنی روی میلگردها، برای جلوگیری از هدایت گرما و کمانه کردن میلگردها، منتهی می‌شود که در شرایط عادی مقادیر عنوان شده در فصل‌های ششم و هشتم آئین‌نامه جوابگوی این نیاز است. در شرایط خاص که سازه ممکن است در معرض خطر بیشتر قرار گیرد نیاز به رعایت ضوابط ویژه دیگری است که در آئین‌نامه‌های خاص حفاظت در مقابل حریق به آنها اشاره می‌شود.

پ- پایایی سازه‌ها، بطوری‌که در بند ۱۰-۲-۱-۴ اشاره شد،موضوع فوق‌العاده حائز اهمیتی است که باید در جریان طراحی مورد توجه قرار گیرد. در حال حاضر نمی‌توان اثر هر یک از عوامل موثر در پایایی را بطور مشخص تعیین نمود و برای آن،مانند سایر موارد طراحی، عدد و رقم ارائه داد ولی در سال‌های آینده این امر تحقق خواهد یافت و بحث پایایی شفاف‌تر مطرح خواهد شد.

در حال حاضر برای اطمینان از پایایی و تامین طول عمر مطلوب سازه‌ها تنها می‌توان رعایت کامل مشخصات فنی مصالح و ضوابط اجرائی را یادآور شد. در این مورد توجه

به این امر ضروری است که رعایت مشخصات و ضوابط تنها بخاطر تامین مقاومت قطعه یا کل سازه نیست، بلکه پایایی و طول عمر آن نیز در نظر است. برای مثال ممکن است بتوان با استفاده از مصالح با کیفیت نه چندان مطلوب بتنی ساخت که به لحاظ مقاومت جوابگوی نیاز سازه باشد ولی در درازمدت با فرسوده شدن سریعتر بر روی پایایی و طول عمر سازه اثر بگذارد. بطور خلاصه باید اطمینان حاصل کرد که تمامی ضوابط مربوط به ساخت و اجرای قطعات، هر یک در جای خود، در حد مطلوب رعایت شوند.

ت- توجه به نگهداری سازه بعد از ساخت از جمله اموری است که در پایایی و تامین عمر کافی برای سازه حائز اهمیت است. برای این امر سازه باید بطور دوره‌ای و مستمر مورد بازدید قرار گیرد و در صورت ظاهر شدن هرگونه آسیب موضعی، ضمن بررسی علت‌های آن، سازه ترمیم گردد. در زمینه نگهداری تاکنون ضابطه خاصی تنظیم نشده است و لازم است نسبت به آن توجه بیشتری مبذول گردد.

۱۰-۲-۲-۵ در مورد الزامات یاد شده در این بند، در بندهای قبل توضیحات کافی داده شده است.

۱۰-۲-۲-۶ طراحی در حالت حدی نهائی مقاومت

از بین حالات حدی که به ظرفیت باربری سازه و یا قسمتی از آن مربوط می‌شوند، حالت حدی نهائی مقاومت بطور عمده با ابعاد مقاطع اعضا و جزئیات آرماتورگذاری آنها ارتباط دارد و آنچه بخش اعظم جریان طراحی را بخود اختصاص می‌دهد تعیین

همین ابعاد و جزئیات است. سایر حالات حدی نهائی بطور معمول با استفاده از همین ابعاد و جزئیات، قابل بررسی و کنترل هستند. باین علت طراحی در حالت حدی نهایی مقاومت زمینه اصلی بحث در آئین‌نامه می‌باشد.

در این حالت حدی، سازه برای بارهایی که با منظور کردن ضرائب جزئی ایمنی عامل‌ها بدست آمده‌اند، تحلیل شده و تلاش‌های موجود در مقاطع مختلف اعضا محاسبه می‌گردند. این بارها یا تلاش‌ها ، بارهای نهایی و تلاش‌های نهایی نامیده می‌شوند. سپس ابعاد قطعات و میلگردهای آن طوری تعیین می‌شوند که در هر مقطع ظرفیت باربری عضو، بزرگتر یا مساوی تلاش نهائی موجود در آن باشد. در تعیین ظرفیت باربری مقطع فرض می‌شود بتن و فولاد هر دو به حداکثر ظرفیت باربری خود رسیده‌اند و رفتار واقعی آنها در این وضعیت مبنای محاسبات قرار می‌گیرد.

۱۰-۲-۲-۷ کنترل در حالات حدی بهره‌برداری

در این بند لفظ کنترل بجای کلمه طراحی به کار برده شده و منظور آنست که در این حالات حدی بطور معمول ابعادی که برای قطعات در حالت حدی نهائی مقاومت به دست آورده شده‌اند، کنترل می‌گردند. در این کنترل‌ها بررسی می‌شود که آیا مقاطع جوابگوی ضوابط مربوط به حالات حدی بهره‌برداری هستند یا نه، در صورتی که پاسخ این بررسی منفی باشد مقاطع باید اصلاح گردند.

از بین حالاتی که به بهره‌برداری سازه‌های بتن‌آرمه در ساختمانها مربوط می‌شوند، دو حالت حدی تغییر شکل‌ها و ترک‌خوردگی در تیرها و دالها حائز اهمیت‌اند. تغییر شکل‌ها در تیرها ودال‌ها بطور عمده به تغییر شکل‌های قائم اختصاص دارند که

دراصطلاح «افتادگی» نامیده می‌شوند. در آئین‌نامه این دو حالت حدی مورد توجه قرار گرفته‌اند.

۱۰-۲-۳ ضرائب ایمنی

ضریب ایمنی موجود در طرح یک سازه با نسبت ظرفیت باربری آن سازه بر بار وارده به آن تعریف می‌گردد. این تعریف در حال حاضر در مورد هر یک از قطعات سازه بطور جداگانه اعمال می‌گردد و درک کلی آنست که چنانچه هر یک از قطعات دارای ضریب ایمنی خاصی باشند، کل سازه نیز دارای حداقل آن ضریب ایمنی خاص خواهد بود.

برای تامین ضریب ایمنی در هر قطعه قاعدتا باید این ضریب در بارهای وارده به آن ضرب گردد و ابعاد قطعه طوری در نظر گرفته شوند که جوابگوی تلاش‌های ایجاد شده زیر اثر این بارها باشند. این روش گرچه شاید ساده‌ترین راه حل باشد ولی جوابگوی همه عوامل موثر بر ضریب ایمنی نخواهد بود. از جمله این عوامل می‌توان به تاثیر کیفیت مصالح یا تاثیر کیفیت اجرایی ساخت قطعات بر روی این ضریب اشاره داشت. فلسفه به‌کارگیری ضرائب جزئی ایمنی، که در آئین‌نامه مطرح شده ، ناشی از همین ملاحظات است. در حال حاضر توجه اصلی بر تغییرات احتمالی بارها و تغییرات احتمالی مقاومت‌های بتن و فولاد متمرکزشده است ولی در آینده امید می‌رود با انجام مطالعات و تحقیقات بیشتر بتوان اثر عوامل دیگر را در این ضرائب ریزتر کرد.

در آئین‌نامه علاوه بر دو گروه ضرائب جزئی ایمنی، «ضرائب عامل‌ها» و «ضرائب مقاومت مصالح» که اولی تشدیدکننده بارها و دومی کاهش‌دهنده مقاومت‌ها هستند، ضریب جزئی ایمنی دیگری بنام «ضریب اصلاحی» تعریف شده است که کاربرد آن

بطور عمده در مواردی است که ضریب ایمنی بیشتری در طرح یک قطعه بطور کلی و یا در یک قطعه تحت اثر تلاشی خاص مورد نظر است. برای مثال نظر به اهمیت دیوارهای برشی در مقابله با نیروی جانبی زلزله و توجه به ترد بودن رفتار این دیوارها در برابر برش، آئین‌نامه ضریب ایمنی کلی را که در طرح سایر قطعات توصیه کرده است درمورد این دیوارها کافی نمی‌داند و توصیه می‌کند این ضریب افزایش داده شود. افزایش ضریب ایمنی کلی به کمک «ضریب جزئی ایمنی اصلاحی» عملی می‌گردد.

۳-۱۰ اصول تحلیل

در این بخش به تعدادی مطلب که در تحلیل سازه‌ها مطرح‌اند و در عین سادگی و روشن بودن، اغلب ابهاماتی را بر می‌انگیزند، پرداخته شده است. بعد از تعاریف اولیه اعضای مختلف سازه، مشخصات مصالح، سختی اعضا ، انواع روش‌های تحلیل، روش‌های تقریبی تحلیل، و بالاخره نکاتی در باره بارگذاری قطعات توضیح داده شده‌اند.

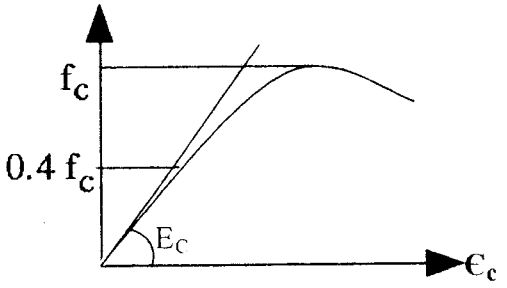
در کاربرد روش‌های مختلف تحلیل باید به محدودیت‌های کاربرد هر یک از آنها توجه داشت. از نظر آئین‌نامه هر روشی که در آن اصول تحلیل سازه‌ها، تعادل نیروها و سازگاری تغییر شکل‌ها، و مشخصات مکانیکی مصالح، رفتار تنش- تغییر شکل نسبی مصالح، رعایت شده باشند قابل قبول می‌باشد. تنها در هر روش، الزامات آن باید تایید علمی و آزمایشگاهی کافی را به همراه داشته باشند. برای مثال در روش تحلیل پلاستیک سازه‌ها که در آن فرض بر تشکیل مفصل‌های پلاستیک در مقاطعی از سازه است، مفصل‌های پلاستیک باید ظرفیت دورانی کافی را دارا باشند و در این مورد

مدارک آزمایشگاهی کافی مورد نیاز می‌باشد.

محدودیت‌های روش‌های مختلف تحلیل در بندهای مربوطه توضیح داده شده‌اند.

۱۰-۳-۳ مشخصات مصالح

۱۰-۳-۳-۱ مدول الاستیسیته بتن بطور معمول به مدول الاستیسیته اولیه آن اطلاق می‌شود که به صورت مدول الاستیسیته سکانت آن در منحنی تنش- تغییر شکل نسبی، مطابق شکل ۱۰-۲ زیر ، تعریف می‌گردد.

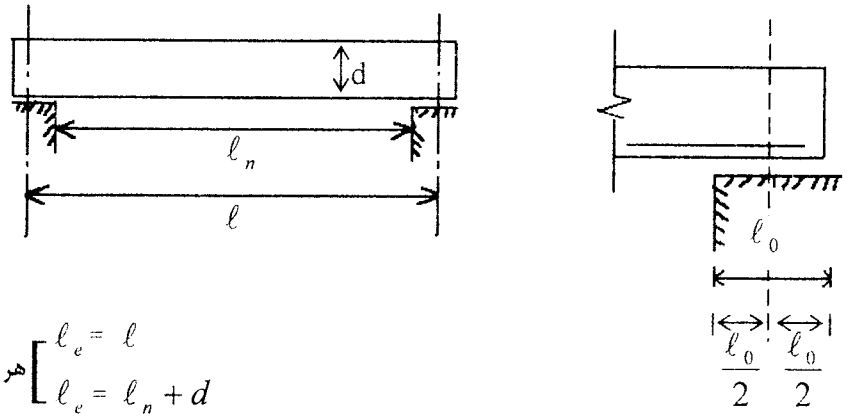


شکل ۱۰-۲

از جمله عواملی که بر مقدار مدول الاستیسیته بتن تاثیر دارند، دانه‌بندی مصالح سنگی به کار برده شده، مدول الاستیسیته مصالح سنگی و سرعت بارگذاری در آزمایش نمونه بتن است. سرعت استاندارد بارگذاری در آزمایش نمونه بتن در حدود ۱۴ مگاپاسکال در دقیقه می‌باشد. مقدار مدول الاستیسیته بتن بطور معمول در حدود ۰/۸ تا ۱/۲ برابر مقداری است که در رابطه ۱۰-۱ داده شده است.

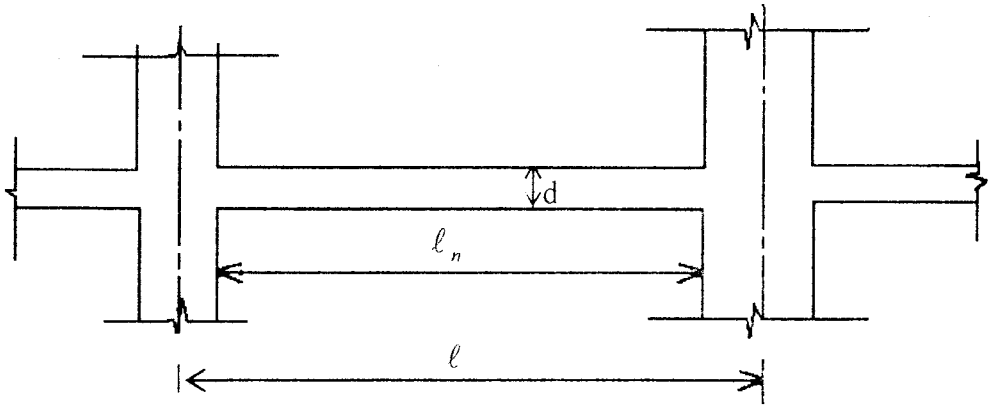
۱۰-۳-۴ مشخصات هندسی

۱۰-۳-۴-۱ در شکل های ۱۰-۳ الف تا پ طول دهانه موثر اعضا در حالات مختلف نشان داده شده است.



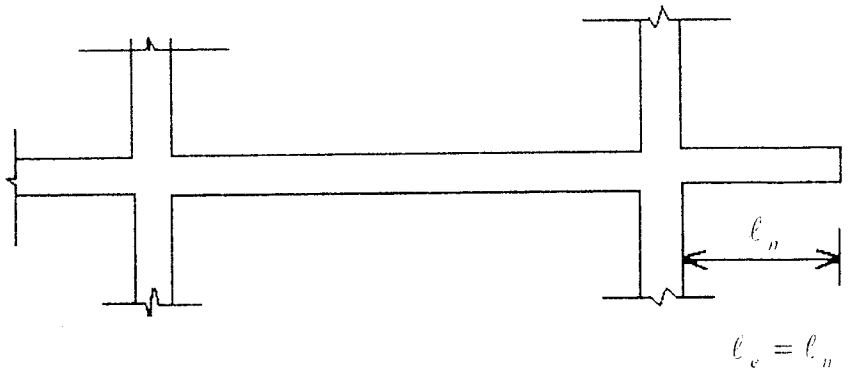
هر کدام کوچکتر باشد $\begin{cases} \ell_e = \ell \\ \ell_e = \ell_n + d \end{cases}$

شکل ۱۰-۳-الف - طول دهانه موثر در اعضای با تکیه‌گاه غیر پیوسته



هر کدام کوچکتر باشد $\begin{cases} \ell_e = \ell \\ \ell_e = \ell_n + 2d \end{cases}$

شکل ۱۰-۳-ب - طول دهانه موثر در اعضای با تکیه‌گاه پیوسته



شکل ۱۰-۳-پ - طول دهانه موثر در اعضای طره‌ای

۱۰-۳-۴-۲ به کارگیری فرض ترک‌نخوردگی یا فرض ترک‌خوردگی برای تمامی اعضا تا آنجا که به تعیین تلاش‌های داخلی اعضا ، بدون در نظر گرفتن تاثیر تغییر شکل‌ها بر روی تلاش‌ها ارتباط پیدا می‌کند، تفاوت چندانی در نتایج تحلیل سازه ایجاد نمی کند. این موضوع در مواردی که تحلیل سازه با فرض خطی بودن رفتار مصالح و برای تغییر شکل‌های درجه اول صورت می‌گیرد، صحیح است. اما در مواردی که تغییر شکل‌ها بر روی مقادیر تلاش‌ها اثر می‌گذارند، مانند مورد تاثیر بار محوری ستون‌ها روی تغییر شکل جانبی آنها که به افزایش برش‌ها و لنگرهای خمشی منجر می‌شود، موضوع ترک‌خوردگی و سختی خمشی اعضا حائز اهمیت می‌شود و باید به نحوی در محاسبات منظور گردد. در فصل چهاردهم راجع به همین موضوع به تفصیل بحث شده است.

مقادیر عنوان شده برای سختی اعضای ترک خورده مربوط به بارگذاری سازه در حالت حدی نهائی است که در آن ترک‌خوردگی نسبی اعضا بیشتر است. برای بارگذاری

سازه در حالت حدی بهره‌برداری، ترک‌خوردگی نسبی اعضا کمتر است و برای آنها می‌توان ممان اینرسی بزرگتری در نظر گرفت. توصیه می‌شود در این حالت حدی، ممان اینرسی اعضا ۱/۴۳ برابر ممان اینرسی عنوان شده در آئین‌نامه در نظر گرفته شود. با این ترتیب در حالت حدی بهره‌برداری، برای ستون‌ها و دیوارها ضریب ۱/۰ و برای تیرها ضریب ۰/۵ توصیه می‌شود . این ضرائب برای تحلیل سازه در مواردی که تعیین تغیرشکل‌ها در شرایط بهره‌برداری، یا تعیین پریود ارتعاشات طبیعی سازه و یا تحلیل دینامیکی سازه مورد نظر است، کاربرد پیدا می‌کنند.

برای دیوارها، در مواردی که تحلیل سازه با فرض ترک‌خوردگی مقاطع انجام می‌شود، دو مقدار برای ممان اینرسی در حالت ترک خورده و در حالت ترک نخورده پیشنهاد شده است. علت آنست که در دیوارهای برشی که این موضوع مطرح می‌شود، بطور معمول سراسر دیوار در وضعیت ترک‌خوردگی قرار نخواهد گرفت و بنابراین فرض ترک‌خوردگی برای تمام طول آن غیرمنطقی است. توصیه می‌شود تحلیل سازه ابتدا با فرض ترک‌خوردگی دیوار در سراسر طول و با ممان اینرسی $0.35\,Ig$ انجام شود و تلاش‌ها محاسبه شوند، سپس بررس شود که آیا دیوار در طبقات مختلف ترک خورده است یا نه. اگر دیوار ترک‌نخورده است، در تحلیل بعدی سازه ممان‌اینرسی قسمت‌هایی از دیوار که ترک‌نخورده است برابر با $0.7\,Ig$ منظور گردد. ترک‌خوردگی دیوار از مقایسه تنش کششی ایجاد شده در مقطع ترک نخورده آن با مدول گسیختگی بتن تعیین می‌گردد.

در مواردی که تحلیل سازه با فرض ترک‌خوردگی اعضا انجام می‌شود و نیاز به سختی پیچشی مقاطع است، مقدار آن را می‌توان در شرایط بارگذاری در حالت حدی نهائی

برابر با 0.15Gj و در شرایط بارگذاری در حالت حدی بهره‌برداری برابر با 0.20Gj منظور نمود.

۱۰-۳-۵ تحلیل خطی

تحلیل خطی معمول ترین روش تحلیل سازه‌ها است که از قدیم‌الایام رایج بوده و در حال حاضر با توجه به امکانات رایانه‌ای درعمل در تمامی سازه‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد. کاربرد این روش تنها در مواردی که تغییر شکل‌های ایجاد شده در سازه به علت تاثیر نیروهای محوری در اعضا بر روی تلاش‌های ایجاد شده در سازه اثر می‌گذارند، دچار کمبود می‌شود. این موضوع تنها در ستون‌های لاغر ایجاد مشکل می‌کند و برای رفع آن روش‌های تقریبی تشدید لنگرهای خمشی یا تقلیل ظرفیت باربری در ستون‌ها پیشنهاد شده است که در اکثر حالات کافی تشخیص داده می‌شوند.

محدودیت $k\frac{\ell_u}{r}$ برای ضریب لاغری ستون‌ها برای روش‌های تقریبی پیشنهاد شده در آئین‌نامه کافی نیست و باید یا با استفاده از تحلیل غیر خطی و یا روش‌های دیگر اثر بار محوری بر روی تغییر شکل‌ها را تعیین نمود. برای این موضوع لازم است به کتب نظریه پایداری سازه‌ها مراجعه شود.

۱۰-۳-۶ تحلیل خطی همراه با بازپخش محدود

تحلیل خطی همراه با بازپخش محدود را می‌توان حالت کنترل شده‌ای بین دو روش

تحلیل خطی و تحلیل پلاستیک سازه‌ها، در شرایطی که سازه در حالت حدی نهائی بررسی می‌شود، دانست. در روش تحلیل خطی با توجه به آن که رفتار بتن و فولاد خطی فرض می‌شود، امکان در نظر گرفتن تغییر شکل‌های غیرخطی در مقاطعی که لنگرهای خمشی زیادند و فولاد به مرحله جاری شدن رسیده و در اصطلاح مفصل پلاستیک تشکیل شده است، وجود ندارد. در مقابل، در روش تحلیل پلاستیک فرض برآنست که مفصل‌های پلاستیک تشکیل می‌شوند و ظرفیت دورانی آنها کافی است . در این روش مقدار دوران ایجاد شده در مفصل باید با ظرفیت دورانی آن مقایسه و کنترل شود. در تحلیل خطی همراه با بازپخش محدود اجازه داده می‌شود که تغییر شکل‌های پلاستیک ایجاد شده در مقاطع با لنگرهای خمشی زیاد، تا حدی که نیاز به کنترل ظرفیت دورانی مفصل‌ها نباشد، در محاسبات منظور گردد. محدودیت عنوان شده در آئین‌نامه برای تأمین این منظور است.

وقتی مفصل پلاستیک در مقطعی از عضو تشکیل می‌شود، دوران دو سمت مقطع نسبت به یکدیگر افزایش پیدا می‌کند، بدون آنکه افزایش چندانی در تحمل لنگر خمشی در آن مقطع ایجاد شود. در این وضعیت چنانچه افزایش باری بر روی عضو پدید آید، مقاطع دیگر عضو ناگزیر از تحمل لنگرهای خمشی اضافی خواهند بود. در این حالت لنگر خمشی موجود در مفصل پلاستیک کمتر و در سایر مقاطع بیشتر از مقادیری است که از تحلیل خطی سازه بدست می‌آیند. این وضعیت را می‌توان چنین بیان کرد که بین لنگرهای ایجاد شده در مقاطع مختلف عضو بازپخش محدودی نسبت به آنچه که تحلیل خطی سازه نشان می‌دهد، صورت گرفته است.

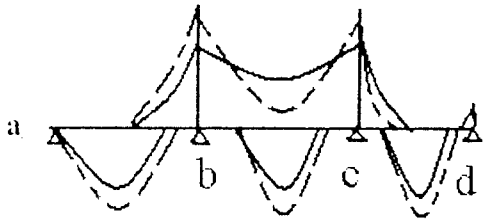
بر اساس آنچه گفته شد می‌توان نتیجه‌گیری کرد که در مقاطعی که شرایط عنوان

شده در آئین‌نامه را دارا باشند می‌توان لنگر خمشی را کاهش و متقابلا در سایر مقاطع لنگر خمشی را افزایش داد. برای مثال در شرایطی که برای مقطع یکی از تکیه‌گاه‌های تیر، در اثر لنگر خمشی منفی ایجاد شده امکان تشکیل مفصل پلاستیک پیش‌بینی می‌شود، می‌توان لنگر خمشی در آن تکیه گاه را کاهش داد و متقابلا لنگرهای خمشی مثبت در سایر مقاطع، از جمله در مقطع وسط دهانه تیر، را افزایش داد. بهمین ترتیب در شرایطی که در مقطع وسط دهانه تیری برای لنگر خمشی مثبت امکان تشکیل مفصل پلاستیک فراهم است می‌توان کاهش در این لنگر خمشی و افزایش در لنگرهای خمشی منفی سایر مقاطع، از جمله در مقاطع تکیه‌گاه‌ها را، منظور نمود.

از آنجا که بعلت تغییرات بار زنده در دهانه‌های مختلف یک قاب، مقادیر حداکثر لنگرهای خمشی مثبت و منفی وسط دهانه‌ها و تکیه‌گاه‌ها بطور معمول هم زمان نیستند، درعمل لنگرهای خمشی حداکثر در این مقاطع را می‌توان کاهش داد. در شکل ۱۰-۴ این موضوع نشان داده شده است.

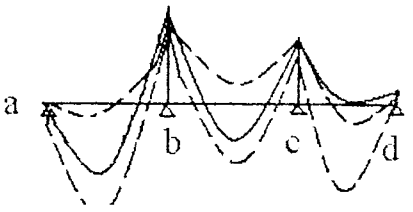
بازپخش لنگرهای خمشی برای بارگذاری‌های جانبی باد یا زلزله به لحاظ طراحی سودی نخواهد داشت، چه لنگرهای ناشی از این بارگذاری‌ها در تکیه‌گاه‌ها حداکثر مقدار خود را دارند و کاهش لنگر در یک تکیه‌گاه به افزایش لنگر در تکیه‌گاه دیگر منجر می‌شود و درعمل نتیجه‌ای برای میزان میلگرد لازم در مقطع به‌بار نمی‌آورد. اینست که کاربرد روش تحلیل خطی همراه با بازپخش محدود تنها برای بارگذاری ثقلی مجاز شناخته شده است.

بعد از توزیع مجدد ——————
قبل از توزیع مجدد - - - - - -



۱- بار زنده روی AB و BC و بار مرده روی تمام دهانه‌ها
۲- بار زنده روی BC و بار مرده روی تمام دهانه‌ها
۳- بار زنده روی AB و CD
۴- بار زنده روی BC و CD

دیاگرام لنگر خمشی برای بارگذاری روی دهانه‌های مختلف



- بارگذاری‌های ۱ و ۴ : لنگر در تکیه‌گاه‌ها کاهش داده شده و لنگرهای مثبت افزایش داده شده‌اند.
- بارگذاری‌های ۲و۳: لنگر در تکیه‌گاه‌ها افزایش داده شده و لنگرهای مثبت کاهش داده شده‌اند

دیاگرام پوش لنگر خمشی قبل و بعد از توزیع مجدد لنگرها

شکل ۱۰-۴

۱۰-۳-۷ تحلیل غیرخطی

روش تحلیل غیر خطی در سازه‌ها یا بعلت رفتار غیرخطی مصالح و یا برای منظور کردن اثر بارهای محوری اعضا بر روی تغییر شکل‌های ایجاد شده در آنها، به کار گرفته می‌شود.

تحلیل غیرخطی برای منظور کردن رفتار غیر خطی مصالح در سال‌های اخیر توسعه زیادی یافته و در آن روش‌های چندی برای منظور کردن آثار مختلف از جمله پیوستگی بتن و فولاد، ترک خوردگی بتن، علاوه بر رفتار غیرخطی مصالح معرفی شده‌اند. برای جزئیات بعضی از این روشها می‌توان مراجع را مطالعه نمود.

در تحلیل غیرخطی سازه‌ها برای منظور کردن اثر تغییر شکل‌ها، رفتار بتن و فولاد

خطی فرض می‌شود ولی بعلت تاثیر نیروهای محوری بر روی تغییر شکل‌ها، رابطه بارها و تغییر شکل‌های ایجاد شده خطی نیستند. این روش تحلیل بطور معمول برای منظور کردن لنگرهای خمشی ایجاد شده در ستون‌های لاغر و تیرهای متصل به آنها در سازه‌های بتن آرمه به کار گرفته می‌شود و اکثرا از آن به روش تحلیل با منظور کردن اثر $P-\Delta$ نام برده می‌شود. جزئیات این روش در کتب پایداری سازه‌ها و کتب تحلیل ماتریسی سازه‌ها نقل شده‌اند.

۱۰-۳-۸ تحلیل پلاستیک

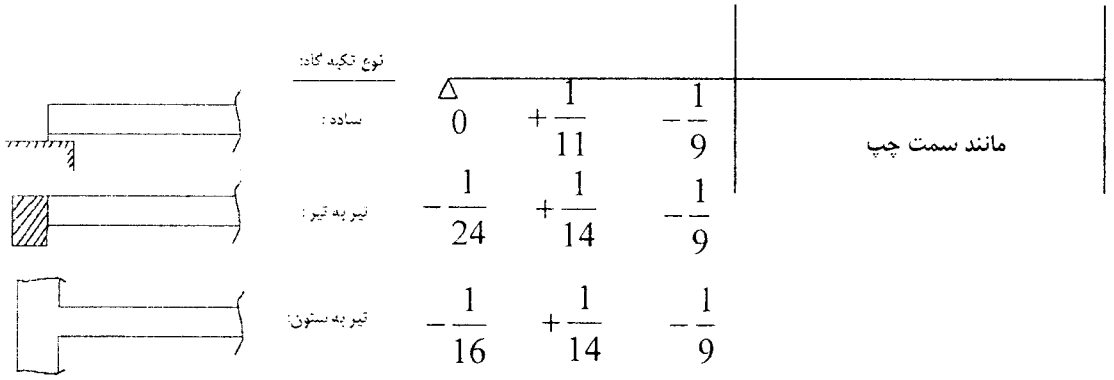
روش تحلیل پلاستیک سازه‌ها در سازه‌های متشکل از اعضای میله‌ای به همین نام و در سازه‌های متشکل از اعضای صفحه‌ای بنام لولاهای گسیختگی معروف می‌باشد. در این روش سازه به صورت مجموعه‌ای از اعضای صلب که به مفصل‌های پلاستیک یا لولاهای پلاستیک متصل هستند، در نظر گرفته می‌شوند. این مفصل‌ها یا لولاها دارای ظرفیت دورانی کافی می‌باشند. بار نهایی که می‌توان به سازه وارد نمود با توجه به ظرفیت باربری مفصل‌ها یا لولاها تعیین می‌شود.

شرط استفاده از این روش تحلیل اینست که باید نسبت به تکافوی ظرفیت دورانی مفصل‌ها یا لولاها اطمینان کافی حاصل شود. در حال حاضر در رابطه با ظرفیت دورانی مفصل‌ها در تیرهای بتن آرمه اطلاعات مورد توافق همگان وجود ندارد و تحقیقات آزمایشگاهی در این مورد ادامه دارد. در مورد ظرفیت دورانی لولاها در دال‌های بتن آرمه با توجه به آن که درصد آرماتور مورد نیاز در دال‌ها بطور معمول کوچک بوده و با این مقدار کم آرماتور، لولاها ظرفیت دورانی زیادی دارند، بطور

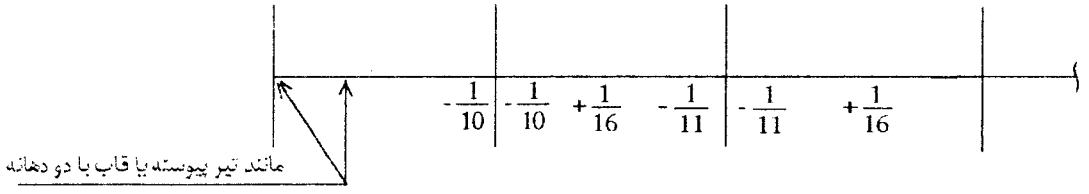
معمول توصیه‌های آئین‌نامه برای اطمینان از تکافوی ظرفیت دورانی آنها کـافی تلقـی می‌شود. برای این توصیه‌ها به فصل پانزدهم مراجعه شود.

۱۰-۳-۹ روش‌های تقریبی تحلیل خطی

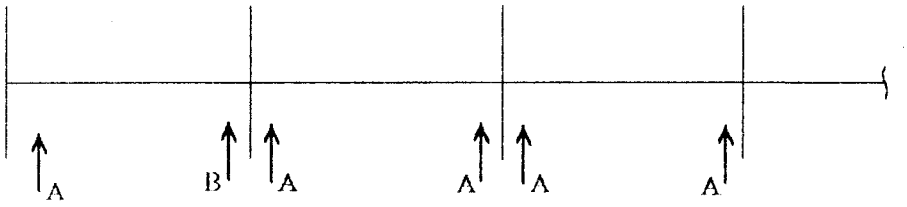
۱۰-۳-۹-۱ در شکلهای ۱۰- الف تاپ مطالب جدول ۱۰-۳-۹-۱ نشان داده شده است.



شکل ۱۰-۵- الف- مقادیر تقریبی لنگرهای خمشی درتیر پیوسته یا قاب با دو دهانه (ضرایب مربوط به مقادیر $W_u \ell_n^2$)



شکل ۱۰-۵-ب-مقادیر تقریبی لنگرهای خمشی در تیر پیوسته یا قاب با بیشتر از دو دهانه(ضرایب مربوط به مقادیر $W_u \ell_n^2$)

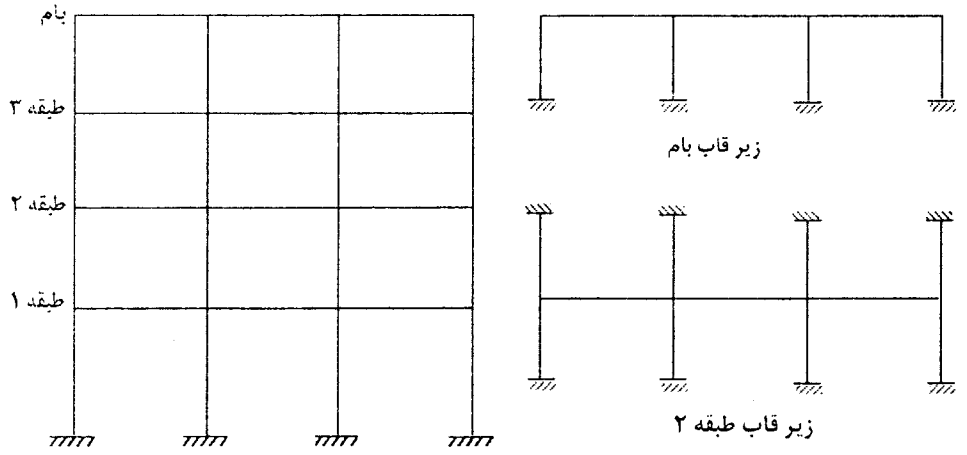


$$A = \frac{1}{2} w_u \ell_n$$

$$B = 1.15 \times \frac{1}{2} w_u \ell_n$$

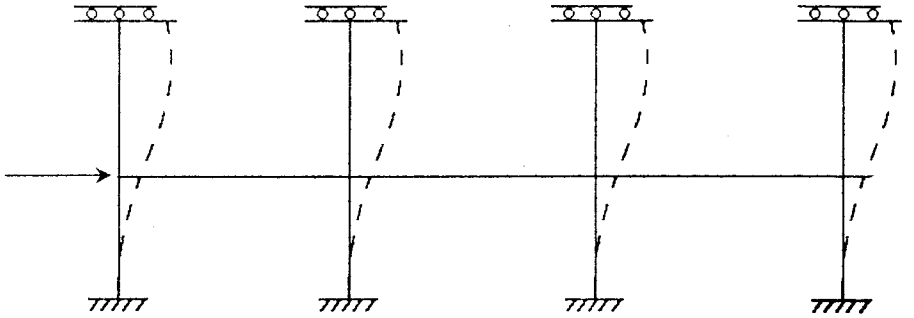
شکل ۱۰-۳-پ- مقادیر تقریبی برش ها در دهانه‌های مختلف تیرها

۱۰-۳-۹-۲ در اشکال ۱۰-۴ توصیه‌های این بند نشان داده شده‌اند.



شکل ۱۰-۴ - دو زیر قاب از یک قاب چهار طبقه

۱۰-۳-۹-۳ در شکل ۱۰-۵ توصیه‌های این بند نشان داده شده‌اند.



شکل ۱۰-۵

۱۰-۳-۹-۴ برای تحلیل تقریبی قاب‌ها در اثر بارهای جانبی، بطور معمول یکی از روش‌های پرتال یا طره‌ای مورد استفاده قرار می‌گیرد. در این روش‌ها بطور معمول نقاط عطف منحنی تغییر شکل‌های تیرها و ستون‌ها در وسط دهانه آنها در نظر گرفته می‌شوند، ولی روش‌های اصلاح شده‌ای معرفی شده‌اند که در آنها این نقاط با توجه به تغییرات دهانه‌ها در محل‌های دیگری در نظر گرفته می‌شوند.

در قاب‌های با ارتفاع زیاد بارهای جانبی نیروهای محوری قابل ملاحظه در ستون‌ها ایجاد می‌کنند. این نیروها موجب کوتاه شدگی و یا بلند شدگی ستون‌ها می‌شوند و در پی آن لنگرهای خمشی اضافی در تیرها بوجود می‌آورند. در صورت استفاده از روش‌های تقریبی، این لنگرها باید جداگانه محاسبه و در طراحی تیرها منظور گردند.

❑ ۱۰-۴ بارگذاری

۱۰-۴-۶-۱ در تیرهای یکسره و در قاب‌ها وجود یا عدم وجود بار زنده در یک دهانه مقادیر لنگرهای خمشی در آن دهانه و در سایر دهانه‌ها را تغییر می‌دهد. در این سازه‌ها بارگذاری همه دهانه‌ها بطور همزمان با بار زنده، الزاما بیشترین مقدار لنگرهای خمشی را در همه مقاطع و در همه دهانه‌ها به دست نمی‌دهد. در این سازه‌ها باید با تغییر دادن محل بار زنده در دهانه‌های مختلف میزان حداکثر این لنگرها را جستجو نمود. بارگذاری در وضعیت‌های اشاره شده در این بند، علاوه بر بارگذاری بار زنده در تمام دهانه‌ها، بطور معمول بیشترین مقدار لنگرهای خمشی را بدست می‌دهد. بارگذاری (الف) بیشترین لنگر خمشی منفی بر روی تکیه‌گاه و بارگذاری (ب) بیشترین لنگر خمشی مثبت را در دهانه‌های بارگذاری شده و کمترین لنگر خمشی مثبت در دهانه‌های بارگذاری نشده را به دست می‌دهد. کمترین لنگر خمشی مثبت از این نظر حائز اهمیت است که امکان تبدیل این لنگر به لنگر خمشی منفی در وسط دهانه بررسی شده باشد. در مورد بارگذاری (الف) چنانچه دهانه‌های دیگر نیز بطور یک در میان بارگذاری شوند به لنگر خمشی منفی روی تکیه‌گاه مورد نظر می‌افزایند ولی مقدار آن چندان زیاد نیست.

در بارگذاری‌های عنوان شده تمامی بارها با ضرائب جزئی ایمنی خودشان منظور می‌شوند.

❑ ۱۰-۵ کنترل در حالت حدی مقاومت

۱۰-۵-۱ تعیین ابعاد اعضای سازه در روش حالات حدی براساس حالت حدی مقاومت

صورت می‌گیرد. ابعاد مقاطع و آرماتورگذاری در آنها طوری در نظر گرفته می‌شوند که در هر مقطع رابطه:

مقاومت نهایی مقطع یا تلاش مقاوم نهائی مقطع ≥ تلاش نهایی موجود در مقطع برقرار باشد. این رابطه برای کنترل مقاطع یک تیر برای لنگر خمشی به صورت زیر نوشته می‌شود :

لنگر خمشی مقاوم مقطع (M_r) ≥ لنگر خمشی موجود در مقطع (M_u)

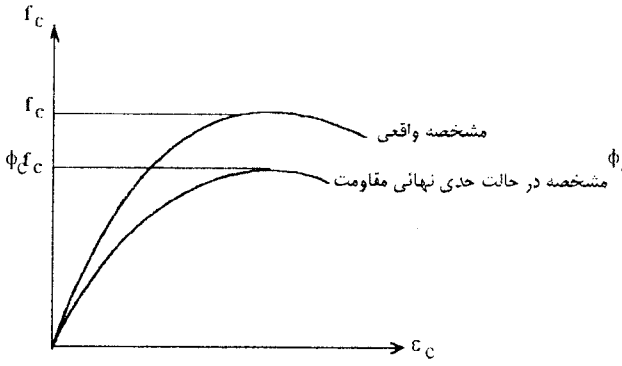
تلاش نهائی موجود در مقطع تلاشی است که از تحلیل سازه زیر اثر بارهای نهائی به دست آمده است و تلاش مقاوم نهائی مقطع، حداکثر تلاشی است که آن مقطع می‌تواند براساس ضوابط داده شده در آئین‌نامه، تحمل نماید. نحوه محاسبه تلاش مقاوم نهائی مقطع در فصول مختلف آئین‌نامه داده شده است.

۱۰-۵-۲ مقاومت نهائی مقطع ، S_r

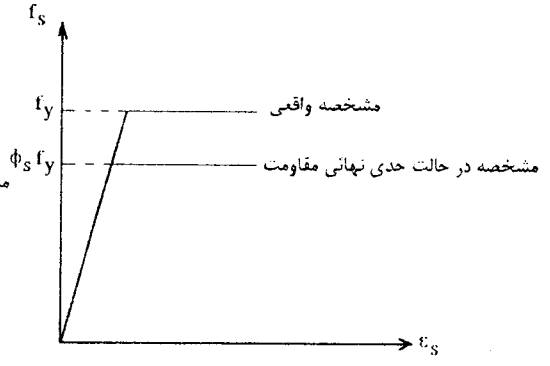
مقاومت نهائی یا تلاش مقاوم نهائی یک مقطع با این فرض که قطعه در مقطع مورد نظر به وضعیت انتهایی خود از نظر مقاومت در مقابل تلاش مورد نظر رسیده است و با افزایش مختصر تلاش وارده آسیب دیده و منهدم می‌گردد، در نظر گرفته می‌شود. در این وضعیت رابطه تعادل بین تلاش‌های موجود و نیروهای داخلی ایجاد شده در مقطع، روابط سازگاری بین تغییر شکل‌های ایجاد شده در تارهای مختلف مقطع، و روابط مشخصه‌های تنش- کرنش بتن و فولاد در نظر گرفته شده و تلاش مقاوم مورد نظر محاسبه می‌گردد. در محاسبه نیروهای داخلی مقطع، بتن با رفتار واقعی خود که دارای مشخصه غیرخطی است و در آن مقاومت‌ها کاهش داده شده‌اند، و فولاد با رفتار

واقعی خود که به صورت مشخصه الاستوپلاستیک مدل می‌شود و در آن مقاومت‌ها کاهش داده شده‌اند، وارد می‌شوند.

مشخصه‌های تنش- تغییر شکل نسبی بتن و فولاد به شکل زیر در محاسبات دخالت داده می‌شوند.



مشخصه تنش- تغییر شکل نسبی بتن



مشخصات تنش- تغییر شکل نسبی فولاد

با این ترتیب تلاش مقاومی که در این محاسبات به دست می‌آید نمایشگر حداکثر مقاومتی است که در این حالت حدی از مقطع می‌توان انتظار داشت. در این تلاش مقاوم، ضرایب جزئی ایمنی مربوط به مقاومت‌های بتن و فولاد، که قسمتی از ضریب ایمنی کلی مورد نظر در طرح است، موجود می باشند. چنانچه ضرائب جزئی ایمنی بتن و فولاد برابر یا یک منظور شوند، تلاش مقاوم به دست آمده از محاسبات تلاش مقاوم نهایی واقعی یا حداکثر ظرفیت باربری مقطع است که در عمل می‌توان در آزمایشگاه به دست آورد. این تلاش به تلاش مقاوم اسمی معروف است.

۱۰-۵-۳ تلاش‌های نهایی

۱۰-۵-۳-۱ در تحلیل سازه برای تعیین تلاش‌های نهائی، رفتار قطعات خطی فرض می‌شود و مطابق آنچه که در بند ۱۰-۳-۴-۲ توضیح داده شده است مسئله ترک‌خوردگی قطعات یا کلا نادیده گرفته می‌شود و یا با قبول فرضیاتی در محاسبات منظور می‌گردد . فرض رفتار خطی برای قطعات با توجه به آن که بارها در حد نهائی بوده و تلاش‌های ایجاد شده سرانجام با مقاومت نهائی مقاطع،که خود با فرض رفتار غیرخطی مصالح محاسبه می‌شوند، مقایسه می‌گردند، در تناقض است. ولی با توجه به آن که در حال حاضر تحلیل غیرخطی سازه به راحتی عملی نیست، برای رفع این تناقض راه حلی وجود ندارد.

۱۰-۵-۳-۲ ضرائب جزئی ایمنی عامل ها، γ_f، را می‌توان ابتدا در بارها ضرب کرده بارهای نهائی را به دست آورد و سپس بارهای نهائی را به سازه اثر داده و تلاش‌های نهایی را محاسبه نمود، و یا می‌توان سازه را برای بارهای وارده در شرایط عادی تحلیل نموده و تلاش‌ها را به دست آورد و بعد آنها را در این ضرائب ضرب نموده و تلاش‌های نهائی را تعیین کرد. برای مثال در ترکیب بارهای مرده و زنده، بند (۱۰-۵-۳-۳) می‌توان نوشت:

$$U = 1.25\ D + 1.5L$$

که در آن U بار نهائی ناشی از بارهای مرده و زنده است. بار نهائی U به سازه اثر داده می‌شود و M_u محاسبه می‌گردد ، بنابراین می‌توان نوشت:

$$M_u = 1.25\ M_D + 1.5M_L$$

که در آن M_D و M_L به ترتیب لنگرهای خمشی ناشی از بارهای مرده و زنده در شرایط بارگذاری عادی و M_u لنگر خمشی نهائی ناشی از این بارهاست.

در روابط ارائه شده در بندهای ۱۰-۵-۳-۳ تا ۱۰-۵-۳-۸ حرف S که در طرف راست رابطه وارد شده است به جای «تلاش ناشی از» به کار می‌رود و بطوری که اشاره شد این روابط را در مورد بارها نیز می‌توان به کار گرفت.

در مواردی که برای تعیین اثر همزمان چند نوع بار، بیشتر از یک ترکیب بار معرفی شده است، در طراحی مقاطع باید همزمانی تلاشها را در نظر داشت و نباید مقطع را برای دو اثر غیرهمزمان بطور توام طراحی نمود. برای مثال در طراحی ستون‌ها که مقاطع باید برای اثر توام N_u و M_u طراحی شوند، N_u و M_u باید متعلق به یک ترکیب بار باشند و نمی‌توان مقادیر بزرگتر هر یک از این اثرها را از دو ترکیب بار مختلف انتخاب کرد.

۱۰-۵-۳-۳ ترکیب بار رابطه ۱۰-۷ با شرطی که در مورد اثر بار زنده عنوان شده است، در واقع مرکب از دو رابطه زیر است:

$$S_u = S(1.25D)$$

$$S_u = S(1.25D + 1.5L)$$

که تعیین کننده‌ترین آن دو در طراحی مورد استفاده قرار می‌گیرد. ولی از آنجا که در اغلب موارد رابطه دوم حاکم است، تنها این رابطه در متن آیین‌نامه مطرح شده و رابطه اول به صورت زیرنویس نقل شده است. بهرحال در کاربرد این رابطه باید توجه داشت که اثر بار زنده همواره باید در جهت افزایش اثر بار مرده به کار گرفته شود.

مواردی که بار زنده اثر بارمرده را کاهش می‌دهد در بحث تغییرات بار زنده، بند ۱۰-۴-۶-۱ توضیح داده شده‌اند.

۱۰-۵-۳-۴ ترکیب بار رابطه ۱۰-۸ را می‌توان به صورت‌های زیر نوشت:

$$S_u = 0.8[1.25D + 1.5L + 1.5E]$$

$$S_u = 0.8[\text{ترکیب D و L} + S(1.5E)]$$

کاربری این رابطه به صورت دوم بطور معمول محاسبات را ساده‌تر می‌کند. این رابطه نشان می‌دهد که برای اثر هم زمان D، L و E هر یک از این عامل‌ها با ضریب جزئی ایمنی خود وارد محاسبات می‌شوند ولی به دلیل آن که امکان همزمانی این عامل‌ها به مقدار حداکثرشان، که در آئین‌نامه بارگذاری عنوان می‌شود، قدری نامحتمل است، ضریب ۰/۸ در مجموعه تاثیر داده شده است.

بار ناشی از زلزله در روابط عنوان شده باید یکبار با علامت مثبت و بار دیگر با علامت منفی منظور شود. بنابراین هر یک از این روابط باید دو بار در بارگذاری‌ها دخالت داده شوند. با این ترتیب برای مجموعه D، L و E پنج ترکیب بررسی می‌شود.

در رابطه ۱۰-۹) ترکیب بارهای مرده و زلزله مطرح شده است که در عمل امکان همزمانی آنها موجود است. این رابطه می‌توانست از رابطه (۱۰-۸) نتیجه‌گیری شود که در آن اثر بار زنده صفر منظور شده باشد، اما در این رابطه بار مرده به اندازه ۱۵ درصد کاهش داده شده است. این کاهش به دو علت است: اول آن که در جریان اثر زلزله ممکن است مؤلفه قائم زلزله شتاب منفی ایجاد کند و دوم آن که ممکن است در برآورد مقدار بارهای مرده تقریب اضافی منظور شده باشد و در عمل بار مرده مقدار کمتری داشته باشد. این هر دو مورد در حالاتی که بار مرده اثر متعادل‌کننده برای

زلزله دارد، می‌توانند حساس و بحرانی باشند.

۱۰-۵-۳-۵ آثار ناشی از زلزله و باد بطور معمول با یکدیگر جمع نمی‌شوند و آئین‌نامه‌های بارگذاری این موضوع را تایید می‌کند. باین ترتیب، ترکیبات عنوان شده برای این دو بارگذاری باید جداگانه بررسی شوند.

۱۰-۵-۳-۶ در رابطه ۱۰-۱۱ کاهش بار مرده می‌تواند به علت مورد دوم توضیح داده شده در بند ۱۰-۵-۳-۴ باشد. در ارتباط با افزایش فشار خاک یا آب در پشت دیوارها در هنگام زلزله و وارد کردن اثر آن در ترکیبات باید توجه داشت که این افزایش در مورد دیوارهای حائل در پلها و سایر ابنیه فنی نظیر آن که ارتفاع خاکریز پشت دیوار زیاد است، منظور می‌گردد. ولی در ساختمان‌ها بطور معمول به علت کمی ارتفاع خاکریز و ناچیز بودن اثر زلزله منظور نمی‌شود.

۱۰-۵-۳-۷ برای اثر ناشی از فشار آب دو حالت در نظر گرفته شده و برای هر کدام ضریب جزئی ایمنی خاصی پیشنهاد شده است. در مورد اثر آب‌های زیرزمینی که تراز آنها کاملا مشخص نیست و ممکن است در طول زمان دچار تغییرات زیاد شود، ضریب ۱/۵ و برای اثر آب در مخازن که تراز حداکثر آن کاملا مشخص است، ضریب ۱/۲۵ توصیه شده است.

۱۰-۵-۳-۸ وجه مشترک بارهای نام برده شده تحت عنوان T، آنست که در همه آنها بار خارجی وجود ندارد و تلاش‌های داخلی ایجاد شده در مقاطع مختلف سازه با یکدیگر در حال تعادل‌اند. این عامل‌ها در آئین‌نامه‌های بارگذاری به بارهای خود کرنشی معروف‌اند. با دیدی دیگر این بارها را می‌توان اثر محیط بر سازه دانست و از آنها به عنوان «بارهای محیطی» نام برد.

۱۰-۵-۴ اعمال ضریب اصلاحی

بطوری که در بند ۱۰-۲-۳ توضیح داده شد این ضریب در مواردی که در طراحی قسمتی از سازه نیاز به منظور کردن ضریب ایمنی بزرگتری است، مطرح می‌گردد. این ضریب در آئین‌نامه در دو مورد مطرح شده است. یکی از این دو در بند ۱۳-۸-۲ آئین‌نامه آمده که در آن بحث پایداری ستونها مطرح است و دیگری در بند ۲۰-۵-۵-۲-۱ درج شده است که در آن ترد بودن رفتار دیوارهای برشی در مقابله با برش مورد توجه بوده است. در عمل چنانچه طراح به مواردی از اینگونه برخورد کند، می‌تواند ضریب اصلاحی مورد نظر خود را در محاسبات منظور نماید.

❑ ۱۰-۶ کنترل در حالات حدی بهره‌برداری

بطوری که در بند ۱۰-۲-۲-۳ اشاره شد،کنترل در این حالت حدی به کنترل تغییر شکل‌ها و ترک‌خوردگی‌ها، در شرایط بارگذاری بهره‌برداری، محدود می‌شود. در این شرایط بطور معمول مقادیر تنش‌ها در بتن و فولاد در حدی است که به راحتی می‌توان رفتار آنها را خطی فرض کرد و در محاسبات منظور نمود. در این شرایط بطور

معمول بتن در قسمتهای کششی ترک‌خورده است و می‌توان این فرض را نیز در محاسبات وارد نمود.

در این حالات حدی با توجه به آن که عملکرد سازه در شرایط بهره‌برداری مورد نظر است، نیازی به افزایش بارها نیست و ضرائب γ_f برابر واحد منظور می‌شوند.

❑ ۱۰-۷ ضوابط کلی طراحی مقاطع

۱۰-۷-۱ برای محاسبه لنگر خمشی در بر تکیه‌گاه می‌توان بجای استفاده از روش‌های معمول، مقدار این لنگر را با تقریب نسبتا" خوب از رابطه زیر محاسبه نمود.

$$M_c^- = M^- + \frac{V_c}{3}$$

در این رابطه M_c^- مقدار لنگر خمشی در بر تکیه‌گاه، M^- مقدار لنگر در محور تکیه‌گاه، V مقدار برش در محور تکیه‌گاه و c عرض ستون در جهت دهانه است.

۱۰-۷-۳- تحمل بارهای جانبی ناشی از باد یا زلزله در سازه‌های بتن آرمه بطور معمول با استفاده از قاب‌های خمشی و یا دیوارهای برشی و یا ترکیبی از این دو عملی است. در سازه‌های بتن‌آرمه ساخته شده که نیاز به تقویت در مقابل بارهای جانبی داشته باشند می‌توان از سیستم بادبندهای فولادی نیز استفاده نمود، مشروط بر آن که تدابیر ویژه برای اتصال بادبندها به اجزای بتن‌آرمه اتخاذ شوند.

۱۰-۷-۴ تیرهای T شکل

۱۰-۷-۴-۱ سیستم دال کفها در صورتی که با تیر به صورت یکپارچه ساخته شوند، در باربری تیر مشارکت می‌کنند و قسمتی از بار تیر را تحمل می‌نمایند. این امر بعلت نیروهای فشاری است که در تارهای موازی طول تیر واقع در دال ایجاد می‌شود. کمک دال به تیر زمانی تحقق می‌یابد که این دو یکپارچه عمل کنند و انتقال برش از جان تیر به داخل بال‌ها بخوبی انجام شود. انتقال برش بین جان و بال‌ها توسط میلگردهایی که از تیر به داخل دال برده می‌شود، عملی می‌گردد. در سازه‌های بتن آرمه ساختمانها بطور معمول میلگردهای عرضی تیرها که برای تحمل برش به کار برده می‌شوند، در داخل دال امتداد می‌یابند و برش را از جان تیر به بال‌ها منتقل می‌کنند. در این مورد بطور معمول نیاز به کنترل اضافی نیست. ولی چنانچه این میلگردها به داخل دال ادامه پیدا نکنند باید در فصل مشترک دال با تیر میلگردهای اضافی پیش‌بینی شود. محاسبه این میلگردها با استفاده از تئوری برش اصطکاکی انجام می‌شود.

۱۰-۷-۴-۲ تا ۱۰-۷-۴-۴ تنش‌های فشاری که در تارهای موازی محور تیر در دال کف ایجاد می‌شوند، در تراز موازی خط خنثی، یکسان نیستند و هر چه تارها از بدنه جان تیر دورتر شوند، مقدار آنها کاهش پیدا می‌کند. برای تعیین برآیند نیروهای فشاری ایجاد شده در تارهای مختلف دال می‌توان از تئوری صفحات استفاده کرد که محاسبات مربوط به آن قدری طولانی است. در مقابل می‌توان قسمتی از دال را بطور کاملا موثر در همکاری با تیر در نظر گرفت و در محاسبات دخالت داد. در این رابطه

فرض می‌شود تنش‌های ایجاد شده در تارهای واقع در یک تراز، در موازات خط خنثی، در دال و در تیر یکسانند و عرض این قسمت از دال به اندازه‌ایست که برآیند نیروهای فشاری ایجاد شده در آن برابر با برآیند نیروهای واقعی در سراسر عرض دال باشد. عرض این قسمت از دال، عرض موثر تیر T، نامیده می‌شود.

عرض موثر تیر T را می‌توان با محاسبات تحلیلی به دست آورد ولی عامل‌های موثر در آن زیاد بوده و محاسبات مربوط قدری طولانی است. بطور معمول این عرض بصورت تجربی در آزمایشگاه تعیین و ترجیح داده می‌شود که از روابط ساده‌ای برای تعیین آن استفاده شود. عرض موثر توصیه شده در آئین‌نامه با استفاده از این روش و برای تیرهای زیر اثر بار یکنواخت تعیین شده است.

۱۰-۷-۴-۵ در دال‌های عنوان شده گرچه فرض برآنست که دال با سیستم یکطرفه بارهای کف را به تیرهای زیر سری منتقل می‌کند و از این لحاظ باید الزامات مربوط به خود را اقناع نماید، ولی چنانچه قرار است دال به صورت بال تیر T عمل کند و از خمش تیر پیروی نماید، بطور قطع باید با تیر اتصال قابل قبولی داشته اشد. روش توصیه شده در آئین‌نامه برای تعیین میلگردهای عرضی یک روش تقریبی برای تامین اتصال قابل قبول است. در ضمن باید توجه داشت که میلگردهای عرضی که از این محاسبات به دست می‌آید نباید کمتر از میلگرد حداقل الزامی در دال‌ها، طبق سایر ضوابط مندرج درآئین‌نامه در نظر گرفته شود. مستثنی کردن سیستم تیرچه‌های بتنی ازاین قاعده برای آنست که دراین سیستم بطورمعمول ضخامت دال کم است و میلگرد حداقلی که در آن پیش‌بینی می‌شود بطور معمول جوابگوی اتصال مورد نظر می‌باشد.

۱۰-۷-۵ ضوابط مربوط به سیستم تیرچه‌های بتنی

۱۰-۷-۵-۱ سیستم تیرچه‌های بتنی مشمول این بند عملکردی مشابه دالهای توپر دارند و باین علت می‌توان آنها را مشمول ضوابط سیستم‌های دال بتن آرمه در فصل پانزدهم دانست. در واقع این سیستم‌ها دالهای بتن آرمه توپری هستند که در آنها میلگردها در فواصلی از یکدیگر متمرکز و قسمتی از بتن کششی از مجموعه حذف شده است. با توجه به این روش برخورد، کف‌های مرکب از تیرچه‌های عمود بر هم را می‌توان مانند دال‌های دو طرفه در نظر گرفت و بر اساس ضوابط فصل پانزدهم تحلیل و طراحی نمود.

۱۰-۷-۵-۲ در سیستم‌هایی که مشمول ضوابط این بند نمی‌شوند، تیرچه‌ها به عنوان تیرهای فرعی تلقی می‌شوند که دال را تحمل می‌نمایند. طراحی کل سیستم بر مبنای طراحی دال بر روی تیرهای فرعی و سپس تیرهای فرعی روی تیرهای اصلی بعمل می‌آید.

۱۰-۷-۵-۳ کاربرد ضابطه این بند در سقف‌های تیرچه بلوک است که در ساختمان‌های کشور رواج دارد. در این سیستم دخالت دادن کمک جداره‌ای بلوک‌ها به مقاومت جان تیرچه‌ها توصیه نمی‌شود، مگر آن که بتوان از مقاومت کافی بلوک‌ها اطمینان حاصل کرد.

در بند (ب) توصیه شده است که در دال روی تیرچه‌ها در جهت عمود بر تیرچه‌ها میلگرد حرارتی به کار گرفته شود. منظور کردن جهت عمود بر تیرچه‌ها با این فرض

است که میلگردهای بالای تیرچه‌ها در دال حضور دارند و نقش میلگردهای حرارتی مورد نیاز دال را در جهت طولی بعهده خواهند داشت. بنابراین چنانچه بهر دلیل این میلگردها در دال حضور نداشته باشند باید در جهت طولی تیرچه‌ها نیز میلگرد حرارتی در دال پیش‌بینی شود.

در سقف‌های تیرچه و بلوک چنانچه فواصل تیرچه‌ها از یکدیگر - محور تا محور - بیشتر از ۵۰۰ میلیمتر و یا ضخامت دال بیشتر از ۵۰ میلیمتر باشد، توصیه می‌شود در امتداد موازی تیرچه‌ها، در دال میلگرد حرارتی پیش‌بینی شود. در این دال‌ها وجود میلگردهای حرارتی در فواصل ۲۵۰ تا ۳۰۰ میلیمتر از یکدیگر توصیه می‌شود.

۱۰-۷-۵-۴ منظور کردن عبارت «بارهای متمرکز» در این بند در مقایسه با بند قبلی بخاطر این فرض است که در سیستم‌های عنوان شده در بند قبل پرکننده‌های دائمی با مقاومتی که از خود نشان می‌دهند قادر به انتقال بار متمرکز به تیرچه‌ها هستند.

در کف‌های تیرچه و بلوک بار متمرکزی که ممکن است روی کف وجود داشته باشد، بار ناشی از چرخ اتومبیل‌ها در پارکینگ‌ها و یا بار خطی ناشی از وجود تیغه‌های آجری روی تیرچه‌ها است. در مورد پارکینگ‌ها بکارگیری سیستم تیرچه و بلوک معمول اساسا توصیه نمی‌شود. در صورتی که الزامی در کار باشد، توصیه می‌شود ضخامت دال حداقل ۸۰ میلیمتر در نظر گرفته شود و مقاومت دال در برش سوراخ‌کننده برای بار چرخ کنترل گردد. در محاسبه تیرچه‌ها برای بار متمرکز یا می‌توان کف را با استفاده از یکی از روش‌های کلاسیک تحلیل کامل نمود و یا بار را با تقریب خوبی بین سه تیرچه مجاور یکدیگر بطور مساوی توزیع کرد.

۱۰-۷-۵-۵ افزایش مقاومت برشی بتن در تیرچه‌ها، هم بعلت عملکرد رضایت‌بخش این سیستم در مقابل برش و هم بعلت امکان توزیع بار بین تیرچه‌ها، در مواردی که یک تیرچه تحت اثر بار اضافی قرار گیرد، امکان پذیر می‌باشد.

تفسیر فصل یازدهم

خمش و بارهای محوری

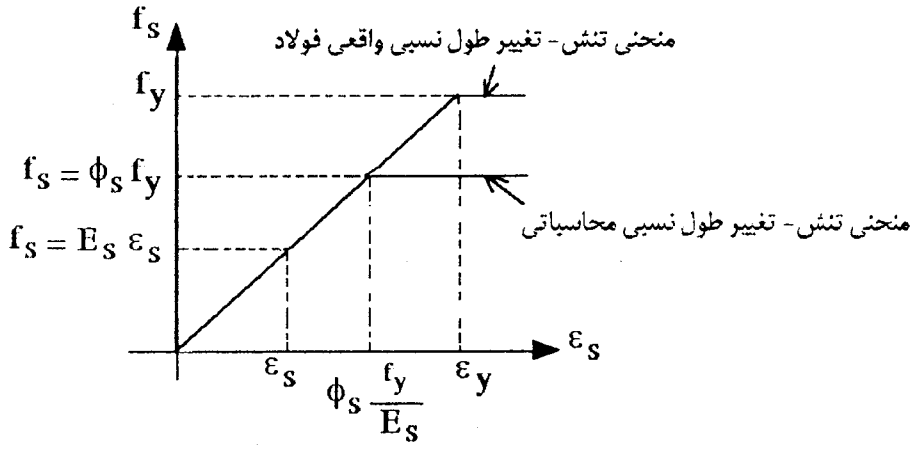
❑ ۱۱-۳ فرض‌های طراحی

۱۱-۳-۱ نتایج آزمایش‌های انجام شده نشان می‌دهند که توزیع تغییر شکل نسبی در یک قطعه بتن آرمه حتی در حالت نزدیک به مقاومت نهایی خطی است ، یعنی این مطلب که مقدار تغییر شکل نسبی بتن و فولاد متناسب با فاصله آنها تا تار خنثی باشد. در مورد تیرتیغه‌ها این فرض صادق نیست.

۱۱-۳-۲ حداکثر تغییر شکل نسبی بتن که هنگام خرد شدن بوسیله آزمایش‌ها گزارش شده است بین ۰/۰۰۳ تا ۰/۰۰۸ می‌باشد ولی در اکثر قطعات با ابعاد و مصالح معمولی تغییر شکل نسبی در دورترین تار فشاری را می‌توان بین ۰/۰۰۳ تا ۰/۰۰۳۵ در نظر گرفت.

۱۱-۳-۳ در حالتی که تنش فولاد به حد نظیر مقاومت مشخصه فولاد، f_y، یا بیشتر از آن برسد، از افزایش ناشی از سختی تغییر شکل نسبی صرفنظر شده و تنش برابر f_y در نظر گرفته می‌شود، با توجه به آنکه ضریب جزیی ایمنی فولاد فقط در صورتیکه تنش فولاد به f_y برسد اعمال می‌گردد، مقدار تنش در فولاد با $\phi_s f_y$ سنجیده می‌شود

که در صورت کمتر از آن برابر $E_s\varepsilon_s$ و مساوی و بیشتر از آن برابر $\phi_s f_y$ اختیار می‌شود. بنابراین توزیع تنش- تغییر طولی نسبی در فولاد مطابق با شکل ۱۱-۱ در محاسبات منظور می‌گردد.



شکل ۱۱-۱ منحنی تنش – تغییر طول نسبی واقعی و محاسباتی فولاد

بنابراین :

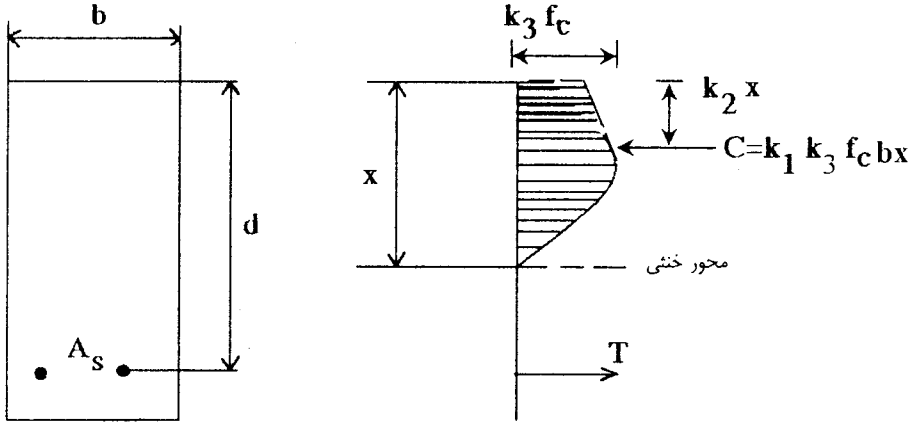
اگر $\varepsilon_s < \phi_s \frac{f_y}{E_s}$ باشد : $f_s = \varepsilon_s E_s$

اگر $\varepsilon_s > \phi_s \frac{f_y}{E_s}$ باشد : $f_s = \phi_s f_y$

۱۱-۳-۴ با توجه به آنکه مقاومت کششی بتن قطعات خمشی حدود ۱۰ تا ۱۵ درصد مقاومت فشاری آن است در حالت حدی مقاومت، از مقاومت کششی بتن صرفنظر می‌شود. برای اعضای با درصد آرماتور متعارف، این فرض با نتایج آزمایش‌ها مطابقت خوبی دارد. در کنترل حالت‌های حدی بهره‌برداری مقاومت بتن در کشش باید در نظر

گرفته شود.

۱۱-۳-۵ توزیع تنش- تغییر طول نسبی بتن در حالتی که تنش در بتن بـه حـداکثر خود نزدیک باشد خطی نبوده بلکه به شکل یک منحنی و تابع مقاومت بتن می‌باشد. شکل ۱۱-۲ نمونه‌ای از توزیع تنش در قسمت فشاری بتن است.

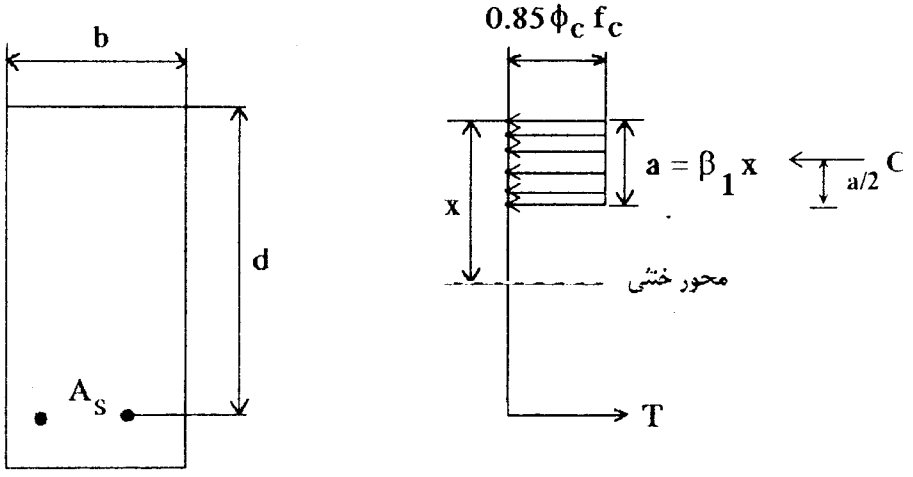


شکل ۱۱-۲ توزیع تنش- تغییر طول نسبی یک مقطع در حالت حدی مقاومت

به منظور بدست آوردن یک رابطه کلی برای تعیین مقاومت نهایی مقاطع خمشی لازم است جزییات توزیع تنش با ضرائبی معرفی شوند. برای این منظور، حداکثر تنش، کـه مقدار آن طبق مشاهدات تجربی کمی کوچکتر از مقاومت فشاری بتن است با $k_3 f_c$ و مقدار متوسط تنش در قسمت فشاری، که در واقع کسری از حداکثر تنش می‌باشد، با $k_1 k_3 f_c$ نمایش داده می‌شود. همچنین در صورتی کـه x فاصله محور خنثی از دورترین تار فشاری مقطع باشد، محل اثر برآیند تنش‌های فشاری را می‌توان بـا k_{2x} مشخص کرد. در عمل، توزیع واقعی تنش فشاری بـتن پیچیـده اسـت و اغلـب شـکل

مشخصی ندارد. آیین‌نامه هر نوع توزیع تنش را مجاز می‌داند به شرطی که نتایج بدست آمده با نتایج آزمایش‌ها مطابقت منطقی داشته باشند. توزیع تنش‌های بسیاری در این مورد پیشنهاد شده است که از متداولترین آنها می‌توان توزیع سهمی، ذوزنقه‌ای و مستطیلی را نام برد.

۱۱-۳-۶ به منظور سهولت در طراحی، آیین‌نامه استفاده از یک توزیع تنش فشاری مستطیلی (بلوک تنش) بجای توزیع تنش‌های دقیق‌تر را برای بتن مجاز می‌داند. این توزیع تنش پیشنهادی در شکل ۱۱-۳ نشان داده شده است.



شکل ۱۱-۳ توزیع تنش مستطیلی در قسمت فشاری مقاطع خمشی

در بلوک تنش مستطیلی معادل، از تنش متوسطی برابر با $0.85\phi_c f_c$ و مستطیلی به ارتفاع $a = \beta_1 x$ استفاده می‌شود که مقادیر β_1 به طریق تجربی تعیین شده‌اند. در این

حالت حداکثر تغییر شکل نسبی بتن در دورترین تار فشاری برابر ۰/۰۰۳ منظور می‌شود.

❑ ۱۱-۴ ضوابط طراحی

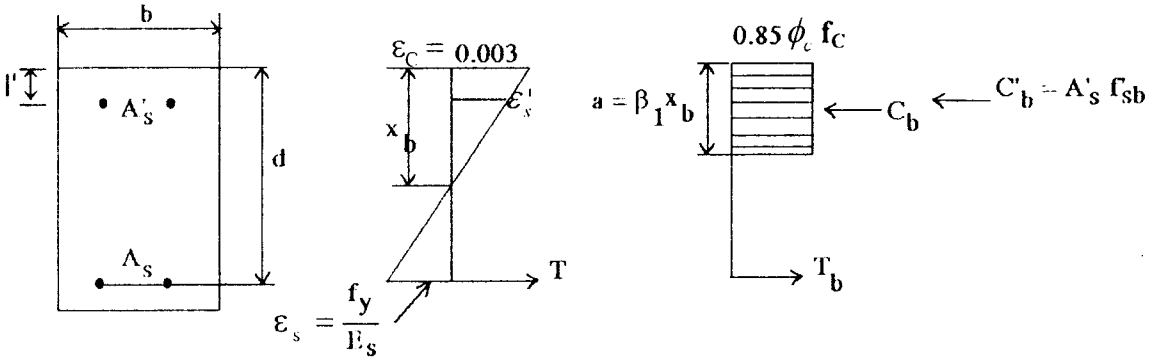
۱۱-۴-۱ مقطع متعادل بر حسب تعریف مقطعی است که در آن تغییر طول نسبی فولاد کششی به مقدار $\frac{f_y}{E_s}$ و تغییر طول نسبی حداکثر بتن به مقدار ۰/۰۰۳ تا ۰/۰۰۳۵ برسد. مقدار درصد فولاد کششی مقطع متعادل، ρ_b، معیاری برای محدود ساختن آرماتور موجود در مقطع است (به بند ۱۱-۵-۱ رجوع کنید).

۱۱-۴-۳ برای در نظر گرفتن برون محوری اتفاقی نیروی محوری در قطعات فشاری یا قطعات تحت اثر فشار و خمش و توجه به اینکه ممکن است مقاومت بتن در اثر بارهای دائمی بزرگتر از f_c باشد، هشتاد درصد مقاومت نهایی مقطع که بر اساس محاسبات بدست آمده، به عنوان حداکثر بار محوری مقاوم نهایی اختیار می‌شود.

❑ ۱۱-۵ محدودیت‌های آرماتورها در قطعات خمشی

۱۱-۵-۱ مقدار آرماتور کششی در قطعات خمشی و یا قطعات خمشی با نیروی محوری کم به منظور تامین رفتار شکل‌پذیر قطعه محدود می‌شود. منظور از رفتار شکل‌پذیر آنست که تغییر طول نسبی فولاد قبل از آنکه تغییر طول نسبی بتن به مقدار نهایی خود برسد، از حد نظیر تسلیم خود فراتر رود. مزیت رفتار شکل‌پذیر آنست که رسیدن تغییر طول نسبی فولاد به حد نظیر تسلیم و بالاتر از آن با تغییر شکل زیاد قطعه بدون خرابی کلی همراه است که می‌تواند هشداردهنده بوده و از

آسیب‌های احتمالی جلوگیری کند در حالتی که تغییر طول نسبی فولاد بعد از آنکه تغییر طول نسبی بتن به مقدار نهایی خود برسد، به حد تسلیم نزدیک شود، رفتار قطعه ترد نامیده می‌شود. با توجه به آنکه گسیختگی بتن ناگهانی است، در این



توزیع تغییر طول نسبی در مقطع توزیع تنش‌ها در مقطع

حالت احتمال آسیب‌دیدگی و خسارت وارده بیشتر می‌شود. چگونگی رفتار قطعه بستگی به مقدار نسبی فولاد و بتن و همچنین f_y و f_c دارد.

مقطع متعادل نظیر حالتی است که بتن و فولاد همزمان به حالت حدی خود برسند. بنابراین اگر درصد فولاد نظیر مقطع متعادل ρ_b باشد می‌توان گفت:

اگر $\rho < \rho_b$ باشد رفتار قطعه شکل‌پذیر و اگر $\rho > \rho_b$ باشد رفتار قطعه ترد است.

از این رو آیین نامه مقدار حداکثر درصد فولاد کششی را به ρ_b محدود می‌کند. در تیرهایی که دارای آرماتور فشاری هستند، لازم است که تنها آن قسمت از کل فولاد کششی که توسط بتن تحت فشار متعادل می‌شود، محدود گردد. ضوابط فوق (در صورت استفاده از بند ۱۱-۳-۶) با روابط (۱) و (۲) بیان می‌شوند.

برای مقطع متعادل بدون آرماتور فشاری، روابط تعادل نیروها و سازگاری تغییر شکلها بصورت زیر نوشته می‌شوند :

$$C_b = 0.85\phi_c f_c b\beta_1 x_b$$

$$T_b = \phi_s f_y A_s = \phi_s f_y \rho_b bd$$

$$C_b = T_b$$

$$\rho_b = \beta_1 \frac{0.85f_c}{f_y}(\frac{\phi_c}{\phi_s})(\frac{x_b}{d})$$

$$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_s} = \frac{x_b}{d - x_b}$$

$$x_b = \frac{0.003}{\varepsilon_s + 0.003}d$$

$$\rho_b = \beta_1 \frac{0.85f_c}{f_y}(\frac{\phi_c}{\phi_s})\frac{0.003}{\varepsilon_s + 0.003}$$

$$\rho \le \beta_1 \frac{0.85f_c}{f_y}(\frac{\phi_c}{\phi_s})\frac{0.003}{f_y/\varepsilon_s + 0.003}$$ رابطه (۱)

برای مقطع متعادل با آرماتور فشاری روابط تعادل نیروها وسازگاری تغییر شکلها بصورت زیر نوشته می‌شوند :

$$T_b = C'_b + C_b$$

$$\phi_s f_y \rho_b bd = 0.85\phi_c f_c b\beta_1 x_b + \rho' bd f'_{sb}$$

$$\rho_b = \beta_1 \frac{0.85f_c}{f_y}(\frac{\phi_c}{\phi_s})(\frac{x_b}{d}) + \rho'\frac{f'_{sb}}{\phi_s f_y}$$

$$x_b = \frac{0.003}{\varepsilon_s + 0.003}d$$

$$\rho_b = \beta_1 \frac{0.85f_c}{f_y}(\frac{\phi_c}{\phi_s})\frac{0.003}{\varepsilon_s + 0.003} + \rho'\frac{f'_{sb}}{\phi_s f_y}$$

بنابراین :

رابطه (۲)
$$\rho \le \beta_1 \frac{0.85 f_c}{f_y}\left(\frac{\phi_c}{\phi_s}\right)\left(\frac{0.003}{\varepsilon_s + 0.003}\right) + \rho' \frac{f'_{sb}}{\phi_s f_y}$$

که در آن f'_{sb} تنش آرماتور فشاری در مقطع متعادل است. و مقدار آن براساس رابطه سازگاری تغییر شکلها بشرح زیر می‌باشد :

$$f'_{sb} = E_s \varepsilon'_s = E_s \left[0.003 - \frac{d'}{d}(\varepsilon_s + 0.003)\right] \le \phi_s f_y$$

۱۱-۵-۲-۳ دالهای متکی به خاک، نظیر دال‌های روی بستر، در این مبحث به عنوان دال‌های سازه‌ای در نظر گرفته نمی‌شوند مگر آنکه بارهای قائمی را از سایر قسمت‌های سازه به خاک منتقل کنند. دال‌های متکی بر بستر، باید بر مبنای تمامی نیروهای وارده طراحی شوند. شالوده‌های گسترده و سایر دال‌هایی که به نگهداری سازه در امتداد قائم کمک می‌کنند باید براساس ضوابط این قسمت طراحی شوند.

❑ ۱۱-۶ فاصله تکیه‌گاه‌های جانبی قطعات خمشی

آزمایش‌ها نشان می‌دهند تیرهایی که بطور جانبی مهار شده‌اند در صورتی که تحت اثر بارگذاری با خروج از محور جانبی، که باعث پیچش آنها می‌گردند قرار نگیرند، حتی اگر باریک و عمیق باشند دچار شکست زودرس ناشی از کمانش جانبی نمی‌شوند. ولی در تیرهای مهار نشده که تحت اثر بارهای خارج از مرکز جانبی و یا در شیب قرار می‌گیرند، تنش‌ها و تغییر مکانهای ایجاد شده توسط چنین بارگذاری برای تیرهای عمیق و باریک می‌تواند مشکل‌ساز باشد، به ویژه اگر طول مهار جانبی تیرها بیشتر شود. آیین‌نامه برای جلوگیری از مشکلات ناشی از کمبود مهار جانبی، طول $50b$ را برای فاصله بین تکیه‌گاه‌های جانبی یک تیر ارائه می‌دهد.

❑ ۱۱-۸ ابعاد طراحی برای قطعات فشاری

۱۱-۸-۴ طرح آرماتور قائم و یا مارپیچ یک عضو فشاری بر اساس مساحت کل مقطع و مساحت هسته نسبی بوده و مقاومت طراحی ستون مبتنی بر مساحت کل مقطع می‌باشد. در مواردی که سطح مقطعی بیش از مقدار لازم (بر اساس محاسبات) اختیار شود مقدار اضافی بتن را نباید در تحمل بارها منظور کرد ولی اثر سختی آن در تحلیل سازه و همچنین طرح سایر قسمت‌های سازه باید در نظر گرفته شود.

❑ ۱۱-۹ محدودیت‌های آرماتورها در اعضای فشاری (ستون‌ها)

۱۱-۹-۱ حداقل آرماتور طولی در ستونها برای تحمل خمش، صرفنظر از آنکه وجود داشته باشد یا نباشد، و همچنین برای کاهش آثار جمع‌شدگی و خزش تحت اثر تنش‌های فشاری دائمی به‌کار می‌رود. آزمایش‌ها نشان می‌دهند که پدیده‌های جمع‌شدگی و خزش تمایل دارند تنش‌های وارده ناشی از بار را از بتن به فولاد انتقال دهند. این امر تحت اثر بارهای بهره‌برداری دائمی می‌تواند باعث افزایش تنش در آرماتورها تا حد تسلیم فولاد شود. به این علت آیین نامه حداقل آرماتور مقطع ستونها را به ۰/۸ درصد محدود می‌کند. آرماتورهای زیاد در مقطع ستون باعث مشکلات اجرایی در بتن‌ریزی نیز می‌شوند. در چنین حالتی بهتر است ابعاد ستون را افزایش داد و یا از بتن یا آرماتور مقاومتر استفاده کرد. آیین‌نامه حداکثر مقدار آرماتور در ستونها را به ۸ درصد محدود می‌کند که در صورت وجود وصله‌های پوششی در یک مقطع این مقدار به ۴ درصد تقلیل می‌یابد.

۱۱-۹-۲ بطور کلی در ستونها لازمست هر آرماتور طولی در گوشه یک تنگ قرار گیرد.

برای مثال درتنگهای مستطیلی ۴ میلگرد و در تنگ های مثلثی شکل ۳ میلگرد باید دررئوس تنگ ها قرار داده شوند. برای میلگردهای محصور توسط مارپیچ‌ها حداقل به شش میلگرد نیاز است.

موقعیت آرماتورهای طولی در حالتی که تعداد میلگردها در مقطع کمتر از هشت بوده و بصورت دایره‌ای چیده شده باشند در مقاومت خمشی ستونهایی که تحت تاثیر بارگذاری خارج از مرکز قرار گرفته‌اند، موثر است.

۱۱-۹-۳ تاثیر کاربرد مارپیچ‌ها در ستونها در افزایش مقاومت بتن داخل هسته، زمانیکه پوسته بتنی خارج از هسته در اثر تغییر شکل و یا بار زیاد خرد شده و جدا شود، بخوبی مشاهده شده است. حداقل آرماتور مارپیچ ارائه شده در این بند از آیین‌نامه به این منظور است که مقاومت باربری اضافی برای ستونهای بارگذاری شده بدون خروج از محور، چنان تامین شود که در صورت خرد شدن پوسته بتنی مشکلی برای آنها ایجاد نشود. آزمایش‌ها نشان داده‌اند که ستونهایی با مقدار آرماتور مارپیچ ارائه شده در آیین‌نامه، مقاومت و شکل‌پذیری قابل توجهی دارند.

❑ ۱۱-۱۰ مقاومت اتکائی

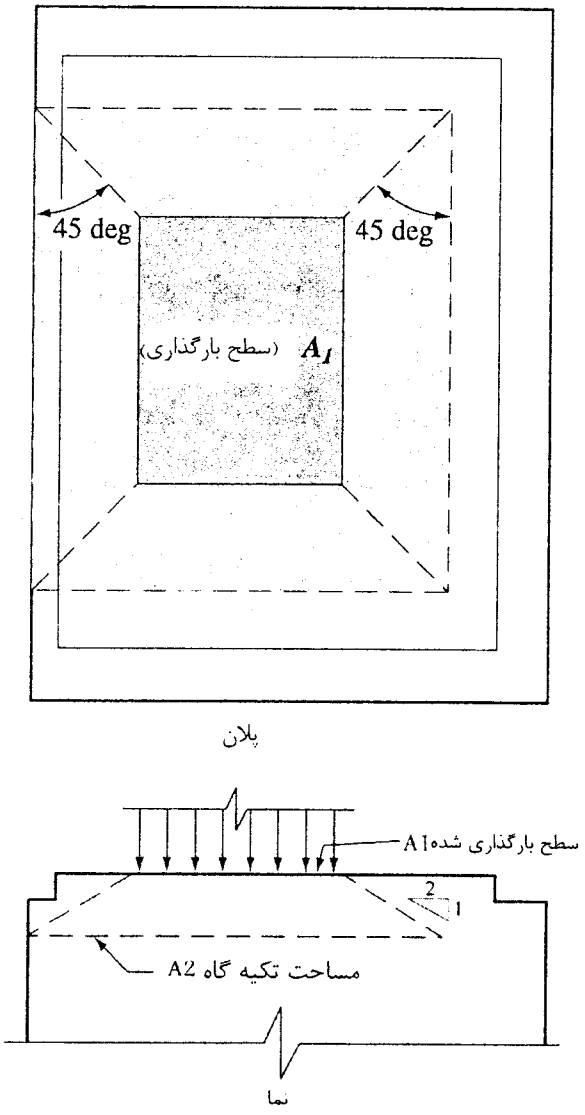
این قسمت مربوط به مقاومت اتکایی روی تکیه‌گاه‌های بتنی است. بر اساس نتایج آزمایش‌های انجام شده تنش اتکایی مجاز بتن برابر $0.85\phi_c f_c$ اختیار می‌شود.

هنگامی که سطح تکیه‌گاهی در تمامی امتدادها عریض‌تر از سطح بارگذاری شده باشد مقاومت اتکایی بتن افزایش می‌یابد. برای یک عضو تکیه‌گاهی حداقل عمقی در این قسمت داده نشده است. حداقل عمق تکیه‌گاه باید بر اساس ضوابط فصل برش

محاسبه شود.

در حالتی که سطح فوقانی تکیه‌گاه شیبدار یا پله‌ای است نیز می توان از مزیت حالتی که سطح عضو تکیه‌گاهی بزرگتر از سطح بارگذاری شده باشد، استفاده کرد به شرطی که عضو تکیه‌گاهی دارای شیب بسیار تند نباشد.

شکل ۱۱-۴ سطح‌های A_1 و A_2 را نشان می‌دهد.



شکل ۱۱-۴ نمایش سطح A_1 وA_2 برای تکیه‌گاه پله‌ای

تفسیر فصل دوازدهم

برش و پیچش

۱۲-۲ حالت حدی نهائی مقاومت در برش

۱۲-۲-۱ در این آیین‌نامه، مقاومت نهائی در برش بر اساس تنش برشی متوسطی که بر روی کل سطح مقطع موثر عضو، $b_w d$، عمل می‌نماید محاسبه می‌گردد. در صورتی که مقطع عضو به شکل دایره باشد، مقطع کل دایره بصورت سطح مقطع موثر عضو عمل نموده و تنش برشی متوسط در این حالت از تقسیم نیروی نهائی برشی بر $0.785D^2$ (سطح مقطع کل دایره) بدست می‌آید. D برابر قطر کل دایره می‌باشد.

۱۲-۲-۲ در اعضائی که دارای آرماتورهای برشی نیستند، برش نهائی وارده بوسیله جان بتنی آنها تحمل می‌گردد و در اعضای دارای آرماتورهای برشی، قسمتی از برش نهائی وارده بوسیله جان بتنی آنها و مابقی توسط آرماتورهای برشی تحمل می‌شود.

مقاومت برشی سهم بتن در تیرهای با و یا بدون آرماتورهای برشی یکسان فرض شده و برابر با آن مقدار نیروی برشی است که در مقطع تیر ترکهای قطری عمده‌ای را ایجاد می‌نماید.

در محاسبه مقاومت برشی سهم بتن، در این آیین‌نامه، بتن نباید دارای مقاومتی بیشتر از مقاومت فشاری متناظر با بتن رده C70 باشد. در صورت استفاده از بتن‌های با رده بالاتر باید از آئین‌نامه‌های ویژه بتن‌های پرمقاومت استفاده نمود.

❑ ۱۲-۳ مقاومت برشی تامین شده توسط بتن

۱۲-۳-۱-۱ از رابطه (۱۲-۳) می‌توان برای اعضای با مقطع مستطیل، تحت هرگونه بارگذاری باستثنای بارگذاری کششی در مقطع بصورت محافظه‌کارانه استفاده نمود. مقاومت برشی بتن، v_c، نیز برای مقاطع مستطیل بوده و برای مقایسه با تنش برشی متوسط در مقطع موثر ارائه شده است. در صورت استفاده از مقطع دایره، مقدار b_w در رابطه (۱۲-۳) برابر با قطر دایره و d برابر با ۰/۷۸۵ قطر دایره منظور می‌گردد. بعبارت دیگر آزمایشها نشان داده‌اند که در مقاطع بشکل دایره بجای $b_w d$ می‌توان از سطح مقطع کل دایره بعنوان مقطع مقاوم در برش استفاده نمود. در این حالت نیز مقاومت برشی بتن مطابق رابطه (۱۲-۴) محاسبه می‌شود.

۱۲-۳-۱-۲ در صورت وجود فشار محوری در مقطع، می‌توان نیروی برشی مقاوم مقطع را بصورت دقیق‌تر، متناسب با تنش کل فشاری در مقطع، بیشتر از مقدار داده شده در رابطه ۱۲-۳، و مطابق با رابطه ۱۲-۵ منظور نمود. رابطه ۱۲-۵ نیز برای اعضای با مقطع مستطیل قابل استفاده است. برای مقاطع دایره‌ای می‌توان بجای مقدار $b_w d$ ، $0.785D^2$ را جایگزین نمود.

۱۲-۳-۱-۳ هنگامی که کشش قابل ملاحظه‌ای در مقطع موجود است، راه حل ساده و محافظه‌کارانه این است که از آثار بتن در تحمل برش ، بدلیل ترک خوردگی زیاد بتن صرفنظر نمود و وظیفه حمل برش موجود در مقطع صرفا بعهده میلگردهای برشی گذارده شود. در مواردی که طراحی دقیق‌تر و غیر محافظه‌کارانه تری مورد نظر باشد، استفاده از ضوابط بند (۱۲-۳-۲-۳) آیین‌نامه توصیه می‌گردد.

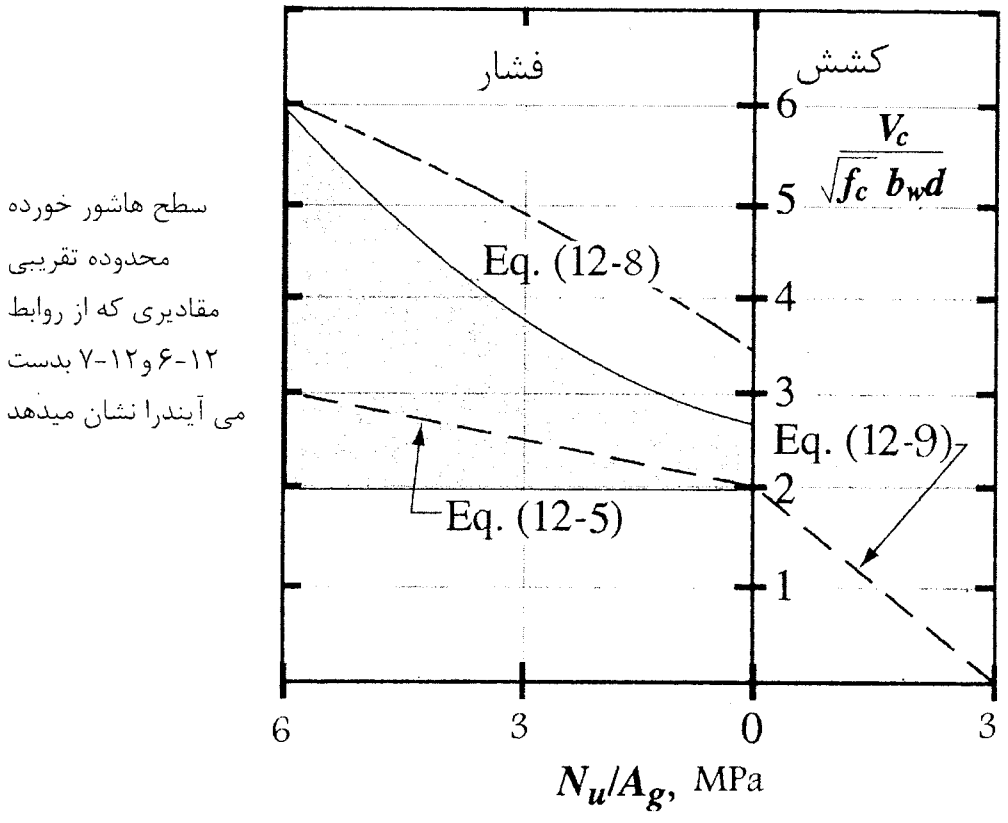
۱۲-۳-۲-۱ رابطه ۱۲-۶ آئین‌نامه، رابطه عمومی برای تعیین مقاومت برشی مقاطع مستطیلی بتنی بدون میلگردهای برشی است. ضرائب موثر در مقدار مقاومت برشی مقطع بدون میلگردهای برشی، شامل مقاومت کششی بتن که تابعی از $\sqrt{f_c}$ می‌باشد، درصد آرماتورهای طولی در مقطع، ρ_w، و نسبت $\frac{V_u d}{M_u}$ (که همواره مثبت فرض می‌شود) می‌باشند. بعبارت دیگر با افزایش مقاومت استوانه‌ای بتن، درصد آرماتورهای طولی در مقطع، و افزایش نسبت برش نهائی به خمش نهائی موثر در مقطع، مقاومت برشی سهم بتن در مقطع افزایش می‌یابد.

محدود کردن حداکثر کمیت $\frac{V_u d}{M_u}$ به واحد، برای نقاط نزدیک به نقطه عطف اعضا که در آنها لنگر خمشی وارده نزدیک به صفر است مطرح می‌باشد، زیرا در این نقاط بدلیل افزایش زیاد کمیت $\frac{V_u d}{M_u}$ (نزدیک به بی‌نهایت) مقاومت برشی سهم بتن نیز بسیار افزایش می‌یابد که این حالتی غیرواقعی است.

معمولا در محاسبات اجزای بتن آرمه، به منظور سادگی بیشتر،مقدار جمله دوم داخل پرانتز در رابطه ۱۲-۶ برابر با $0.05\ V_c$ فرض می‌گردد و در نتیجه رابطه ۱۲-۶ به رابطه ۱۲-۳ تبدیل می‌شود.

۱۲-۳-۲-۲ آثار بارهای محوری فشاری در مقطع باعث افزایش مقاومت برشی سهم بتن در مقطع می‌گردد. برای این منظور می‌توان از رابطه ۱۲- ۶ آیین‌نامه استفاده نمود به شرطی که بجای مقدار M_u از مقدار M_m که از رابطه ۱۲-۷ محاسبه می‌گردد استفاده شود. در این حالت هیچ محدودیتی برای مقدار $\frac{V_u d}{M_m}$ وجود ندارد بجز آنکه مقدار M_m نباید صفر و یا منفی باشد. با توجه به افزایش قابل ملاحظه $\frac{V_u d}{M_m}$ برای مقادیر بسیار کوچک M_m ، آیین‌نامه حداکثر مقدار برش مقاوم سهم بتن مقطع را مطابق با رابطه ۱۲-۸ محدود می‌نماید. شکل ۱۲-۱ تغییرات در مقدار برش مقاوم سهم بتن مقطع را با تغییر در مقدار نیروی محوری وارد به مقطع نشان می‌دهد.

۱۲-۳-۲-۳ مقدار برش مقاوم سهم بتن در مقطع، V_c، در حالتی که کشش قابل ملاحظه‌ای در مقطع وجود داشته باشد از رابطه ۱۲-۹ آیین‌نامه به‌دست می‌آید. در این حالت میلگردهای برشی مقطع باید برای تفاضل مقادیر V_u و V_c محاسبه شوند.



شکل ۱۲-۱ مقایسه روابط مقاومت برشی در اعضای تحت بار محوری

منظور از «قابل ملاحظه» این است که مهندس طراح باید از قضاوت مهندسی برای منظور نمودن آثار کشش در مقطع استفاده نماید. احتمال وقوع کشش در اجزا در اثر تغییرات حجمی (تغییرات درجه حرارت، انقباض، خزش، و غیره) همواره وجود دارد، لیکن در صورت وجود درزهای انبساط مناسب و میلگردهای حرارتی لازم، معمولا اثر این قبیل کشش‌ها غیر عمده است. در مواردی که بر روی مقدار کشش در عضو ابهام وجود دارد، مهندس طراح می‌تواند بصورت محافظه‌کارانه از شراکت بتن در مقاومت

برشی صرفنظر نموده و صرفا از آرماتورهای برشی برای مقاومت در برابر کل برش وارده استفاده نماید.

❑ ۱۲-۴ مقاومت برشی تامین شده توسط آرماتورها

۱۲-۴-۲-۱ طرح میلگردهای برشی بر اساس استفاده از مدل خرپای فضائی صورت می گیرد. فرض اساسی در این مدل آن است که کل برش باید بوسیله میلگردها تحمل گردد، لیکن تحقیقات وسیع بر روی اجزای بتن آرمه نشان داده‌اند که می‌توان میلگردهای برشی را فقط برای آن قسمت از برش که بیشتر از برش متناظر با ایجاد ترکهای قطری در عضو است طرح نمود. در این حالت اجزای قطری خرپا با زاویه ۴۵ درجه فرض می‌شوند.

در روابط ۱۲-۱۰ تا ۱۲-۱۲، سهم آرماتورها در تامین مقاومت برشی مقطع، V_s، ارائه شده‌اند. در صورتی که آرماتورهای برشی عمود بر محور عضو باشند، سطح مقطع کل آرماتورهای برشی در هر مقطع، A_v، و فاصله آنها از یکدیگر، s، از رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(V_u - V_c)}{\phi_s f_y d} \qquad (۱-۱۲)$$

مطالعات بر روی تیرهای با عرض زیاد که دارای مقادیر قابل توجهی آرماتورهای خمشی هستند نشان داده‌اند که در این قبیل تیرها در صورتیکه فاصله ساقهای میلگردهای عرضی از یکدیگر در یک مقطع کاهش یابند، رفتار برشی تیر مناسب‌تر می‌گردد. بعبارت

دیگر، در این قبیل تیرها، بهتر است بجای یک حلقه خاموت، از دو یا چند حلقه خاموت و یا سنجاق به نحوی استفاده شود که فاصله ساقهای آنها از یکدیگر کاهش یابد.

در اجزای با مقطع دایره، برای تعیین مقاومت برشی سهم میلگردهای برشی نیز می‌توان از رابطه ۱۲-۱۰ آیین‌نامه استفاده نمود مشروط بر آنکه بجای d، ارتفاع موثر مقطع دایره، مساوی با ۰/۷۸۵ قطر کل دایره منظور گردد. در این مقاطع A_v برای میلگردهای عرضی دورپیچ و یا حلقوی دو برابر سطح مقطع میلگرد منظور می شود.

۱۲-۴-۲-۲ تمامی بحث‌های مطرح شده در بند ۱۲-۴-۲-۱ برای خاموتهای مورب نیز صادق است. در این حالت سطح مقطع کل میلگردهای برشی در هر مقطع، A_v، و فاصله آنها از یکدیگر، s از رابطه زیر بدست می‌آیند:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(V_u - V_c)}{\phi_s f_y d(\mathrm{Sin}\alpha + \mathrm{Cos}\alpha)} \qquad (۲-۱۲)$$

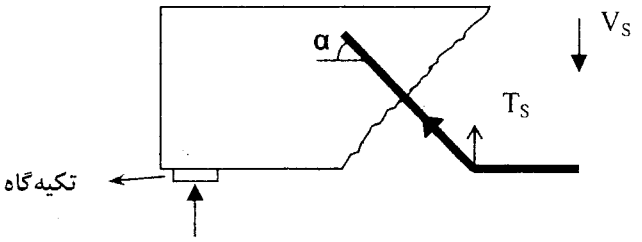
۱۲-۴-۲-۳ با توجه به شکل ۱۲-۲، در این حالت فقط یک میلگرد و یا یک ردیف میلگردهای موازی در فاصله‌ای یکسان از تکیه‌گاه، عرض ترک را قطع می‌نمایند. نیروی ایجاد شده در میلگرد وقتی که به حد تسلیم برسد برابر است با :

$$T_s = \phi_s A_v f_y \qquad (۳-۱۲)$$

برش سهم میلگرد برشی در مقطع عمود بر محور طولی عضو عبارت از مولفه نیروی ایجاد شده در میلگرد در امتداد عمود بر محور طولی عضو است، بنابراین :

$$V_s = T_s \mathrm{Sin}\,\alpha = \phi_s A_v f_y \,\mathrm{Sin}\,\alpha \qquad (۴-۱۲)$$

در رابطه فوق، A_v، سطح مقطع تمامی میلگردهائی است که در یک ردیف بصورت موازی و در فاصله‌ای یکسان از تکیه‌گاه خم شده‌اند.



شکل ۱۲-۲ : اثر آرماتورهای خم شده در برش

از آنجا که محل تقاطع قسمت مورب میلگرد و ترک در عضو بدقت مشخص نیست، آیین‌نامه بمنظور تامین حاشیه ایمنی مناسب، حداکثر سهم تحمل برش چنین میلگردهائی را به حدود ۴۰ درصد V_s برای آرماتورهای برشی عمود بر محور عضو، محدود می‌نماید. به تفسیر بند ۱۲-۴-۳ مراجعه شود.

۱۲-۴-۲-۴ با توجه به تفسیر بند ۱۲-۴-۲-۵، در مواردی که آرماتور برشی شامل یک سری میلگردهای خم شده متوازی و یا چند ردیف میلگردهای خم شده موازی در فواصل مختلف از تکیه‌گاه باشد، قسمت‌های انتهائی میلگردها در مجاورت قسمتهای خم شده ممکن است دارای مهار مناسب و کافی نباشند. به همین دلیل آیین‌نامه فقط ۷۵٪ این گونه میلگردها را موثر دانسته و با محدود کردن حداکثر V_s آنها به مقداری در حدود ۶۰ درصد V_s برای آرماتورهای برشی عمود بر محور عضو، حاشیه ایمنی مناسبی را تامین می‌نماید.

۱۲-۴-۲-۵ در آزمایش‌های انجام شده، ترکهای قطری عمده‌ای در محل میلگردهای خم شده تشکیل می‌گردد. به دلیل وجود نگرانی از وضعیت مهاری در دو انتهای خم شده میلگردهای مورب، فقط سه‌چهارم میانی طول قسمت مایل این میلگردها موثر فرض می‌گردد. باید توجه داشت که در مورد خاموتها، به دلیل وجود قلابهای ۱۳۵ درجه انتهائی، این نگرانی از وضعیت مهاری در دو انتها وجود ندارد. بنابراین در صورتی که تعدادی میلگرد، یک ترک مورب را قطع کنند، فقط آن تعداد از میلگردها که در محل تقاطع قسمت مورب میلگرد با ترک، در $\frac{۳}{۴}$ میانی طول قسمت مورب واقع شده باشند باید در مقاومت برشی سهم میلگرد، V_s ، منظور شوند.

۱۲-۴-۲-۶ مقاومت برشی سهم میلگرد می‌تواند با استفاده از ترکیبات مختلف میلگردهای برشی در یک مقطع تامین شود. برای مثال در انتهای یک تیر می‌توان علاوه بر آرماتورهای عرضی عمود بر محور طولی (خاموتها)، از میلگردهای طولی خم شده در منطقه برش بحرانی نیز استفاده نمود. بدیهی است در مواردی که برش ایجاد شده در یک مقطع ممکن است تغییر علامت بدهد (مثلا در اثر وقوع زلزله)، استفاده از میلگردهای طولی خم شده برای تحمل برش نامناسب است.

۱۲-۴-۳ براساس این بند، حداکثر سهم تحمل برش میلگردهای برشی، V_s به $4v_c b_w d$ محدود می‌شود. باید دقت نمود که مقدار v_c باید از رابطه ۱۲-۴ آیین‌نامه $\frac{V_u}{M_u}$، محاسبه شود. در صورتیکه به دلیل وجود نیروهای محوری و یا ترکیبات مناسب مقادیر V_c محاسبه شده از روابط ۱۲-۵ و ۱۲-۶ آیین‌نامه از مقدار $0.2\phi_c\sqrt{f'_c}\, b_w d$

تجاوز نماید، سهم حداکثر برش‌بری آرماتورهای برشی همان $0.8\phi_c\sqrt{f'_c}\,b_w d$ خواهد بود. در مواردی که به دلیل ترک خوردگی بیش از حد مقطع، مانند حالات تشکیل لولاهای خمیری در اعضا ، از مقاومت برشی بتن صرفنظر می‌شود، حداکثر برش مقاوم مقطع، V_r، برابر با $0.8\phi_c\sqrt{f'_c}\,b_w d$ می‌باشد و در صورتی که این برش مقاوم از برش نهائی، V_u، کمتر باشد، فقط می‌توان ابعاد مقطع را افزایش داد.

❑ ۱۲-۵ ضوابط کلی طراحی برای برش

۱۲-۵-۱ از آنجا که وجود بازشو در جان اعضا می‌تواند باعث کاهش مقاومت برشی آنان گردد، ضروری است که آثار بازشوهای با ابعاد بزرگ و قابل ملاحظه در کاهش مقاومت برشی اعضا منظور گردد.

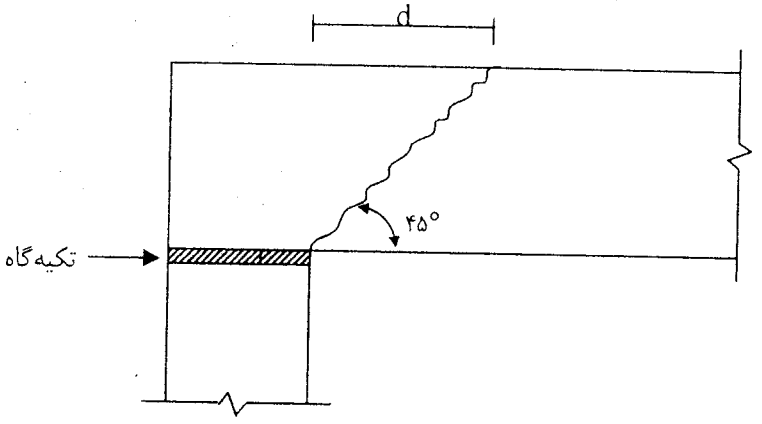
۱۲-۵-۲ در اعضای با ارتفاع متغیر، تلاش‌های برشی در هر مقطع به‌دلیل مولفه‌های قائم تنش‌های خمشی ایجاد شده در عضو، افزوده و یا کاسته می‌شوند.

۱۲-۵-۳ در تمامی اعضای بتن آرمه می‌توان بصورت محافظه‌کارانه، مقادیر تلاش‌های برشی ایجاد شده در عضو در لبه تکیه‌گاه را برای طراحی منظور نمود. در برخی موارد (به بند ۱۲-۵-۴ مراجعه شود) آیین‌نامه اجازه می‌دهد از مقادیر تلاش برشی کوچکتری بعنوان تلاش برشی حداکثر ایجاد شده در عضو استفاده گردد.

باید توجه داشت که در طراحی قابهای خمشی با شکل‌پذیری متوسط و زیاد، مطابق بندهای ۲۰-۴-۵-۱ و ۲۰-۵-۵-۱-۳ آئین‌نامه، مقادیر برش باید صرفا در لبه

تکیه‌گاه‌ها محاسبه گردد و کاهش در مقدار تلاش‌های برشی عضو مطابق بند ۱۲-۵-۴ مجاز نمی‌باشد.

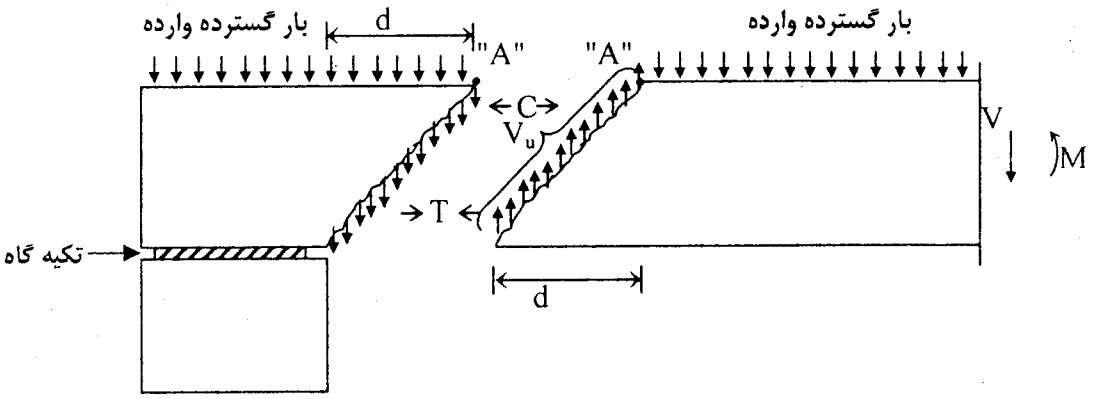
۱۲-۵-۴ نزدیکترین ترک قطری تیر به تکیه‌گاه در اثر بارهای قائم، از لبه تکیه‌گاه شروع شده و بطرف بالا تا ناحیه فشاری مقطع در فاصله تقریبی d از لبه تکیه‌گاه ادامه پیدا می‌کند (شکل ۱۲-۳)



شکل ۱۲-۳

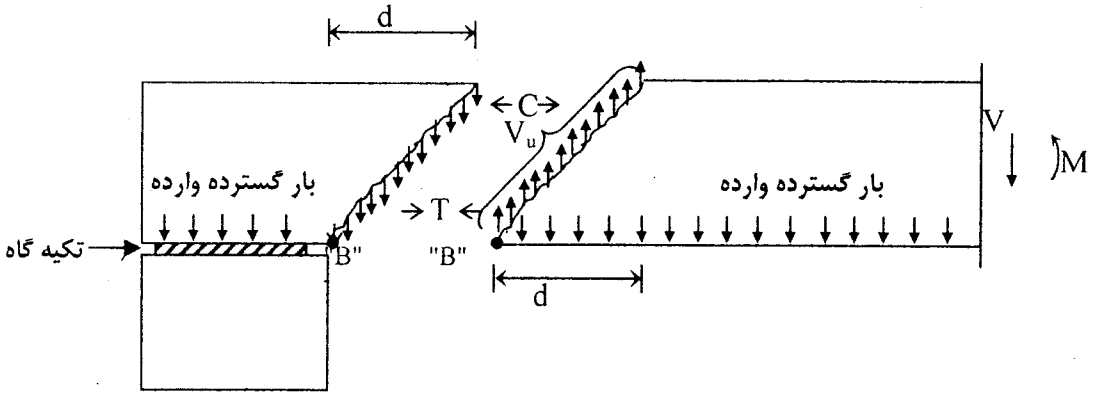
در صورتیکه بار قائم در قسمت فوقانی تیر عمل نماید، دیاگرام آزاد دو قسمت تیر در طرفین ترک ۴۵ درجه مطابق شکل ۱۲-۴ خواهد بود. با توجه به دیاگرام آزاد در شکل ۱۲-۴ ب، کل مولفه قائم نیروی تشکیل شده در ترک، V_u، با استفاده از تعادل استاتیکی، برابر است با کل نیروهای برشی عمل‌کننده بر روی ترک در سمت راست نقطه A. نیروهای وارده بر تیر در قسمت فوقانی در سمت چپ نقطه A در شکل ۱۲-۴-الف مستقیما از طریق ایجاد فشار در جان در قسمت تکیه‌گاهی به تکیه‌گاه

منتقل می‌شوند. بنابراین در چنین حالتی کل نیروی برشی، V_u، در نقطه A و در فاصله dاز بر تکیه‌گاه در محاسبات منظور می‌گردد.



شکل ۱۲-۴

در صورتی که بار قائم گسترده در قسمت تحتانی تیر عمل نماید، دیاگرام آزاد دو قسمت تیر در طرفین ترک ۴۵ درجه مطابق شکل ۱۲-۵ خواهد بود. با توجه به دیاگرام آزاد در شکل ۱۲-۵ ب، کل مؤلفه قائم نیروی تشکیل‌شده در ترک، V_u، با استفاده از تعادل استاتیکی، برابر است با کل نیروهای برشی عمل کننده بر روی ترک در سمت راست نقطه B. نیروهای وارده بر تیر در قسمت تحتانی در سمت چپ نقطه B در شکل ۱۲-۵-الف مستقیما به تکیه‌گاه منتقل می‌شوند. بنابراین در چنین حالتی، کل نیروی برشی، V_u، درنقطه B و در بر تکیه‌گاه در محاسبات منظور می‌گردد.



شکل ۱۲-۵

بنابراین:

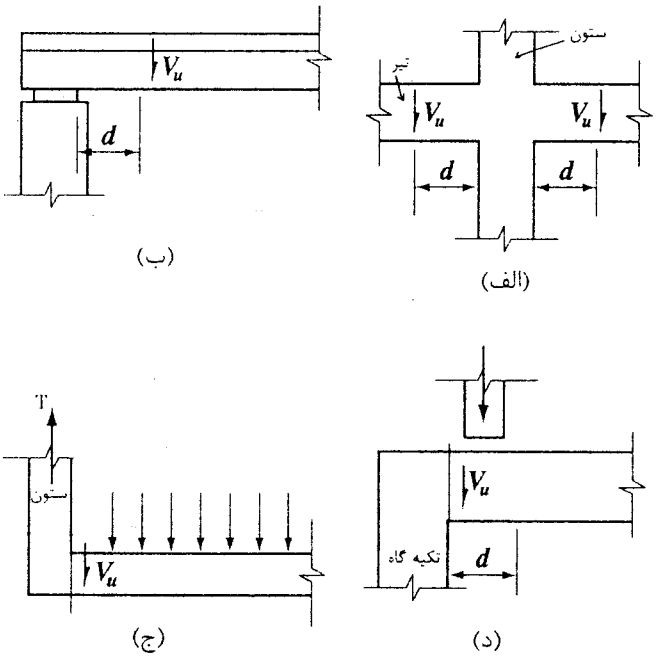
- در سازه‌های متعارف که بار گسترده طبقه از طریق قسمت فوقانی تیرها به تیر وارد می‌شود، مانند اتصالات یکپارچه تیر به ستون (شکل ۱۲-۶-الف)، و یا در مواردی که تیر بر روی یک تکیه‌گاه ساده مطابق شکل ۱۲-۶-ب مستقر می‌باشد، تلاش برشی حداکثر می‌تواند در فاصله dاز بر تکیه‌گاه محاسبه گردد.

- در مواردیکه بار گسترده از طریق قسمت فوقانی تیرها به تیر وارد می‌شود لیکن ستون تکیه‌گاهی دارای نیروی محوری کششی است، تلاش برشی حداکثر، V_u، باید در بر تکیه‌گاه (ستون) محاسبه گردد (شکل ۱۲-۶-ج).

- در مواردی که بار گسترده از طریق قسمتی غیر از قسمت فوقانی و یا نزدیک به قسمت فوقانی تیرها به تیر وارد می‌شود، تلاش برشی حداکثر، V_u، باید در بر تکیه‌گاه (ستون) محاسبه گردد (شکل ۱۲-۵).

- در مواردی که بر روی تیر، بار متمرکزی در فاصله نزدیکتر از d از بر تکیه‌گاه وارد شود و یا دهانه آزاد تیر از عمق موثر آن کمتر باشد، باید از تلاش برشی محاسبه شده در بر تکیه‌گاه استفاده شود (شکل ۱۲-۶-د).

در دستکها نیز که محل اعمال بار وارده از بر ستون معمولا کمتر از ارتفاع موثر دستک است، باید تلاش برشی را در بر تکیه‌گاه محاسبه نمود.



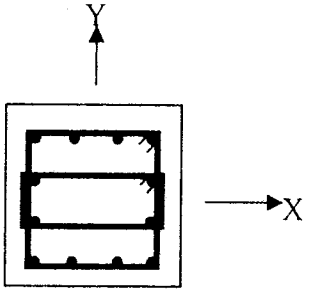
شکل ۱۲-۶

❑ ۱۲-۶ محدودیتهای آرماتور برشی

۱۲-۶-۱ محدود کردن مقاومت مشخصه آرماتورهای برشی به ۴۰۰ مگاپاسکال بمنظور محدود کردن عرض ترکهای قطری می‌باشد. در صورتی که از شبکه‌های سیمی جوش شده برای آرماتورهای برشی استفاده شود، مقاومت مشخصه آنها نباید از ۵۳۰ مگاپاسکال تجاوز نماید. آزمایش نشان داده است که عرض ترکهای مورب برشی تحت اثر بارهای بهره‌برداری، در تیرهائی که با شبکه سیمی جوش شده با مقاومت مشخصه ۵۰۰ مگاپاسکال با میلگردهای کم قطر بصورت قفس در چهار وجه تیر با هدف تامین

مقاومت برشی مسلح شده‌اند کمتر از تیرهایی بوده است که با خاموتهای با مقاومت ۴۰۰ مگاپاسکال و بصورت متعارف مسلح شده‌اند.

۱۲-۶-۲ ضروری است که میلگردهای برشی (و پیچشی) در دو انتها دارای مهار کافی باشند تا بتوانند در دو طرف هرگونه ترک مایل احتمالی موثر باشند. بدین منظور باید در هر انتهای چنین میلگردهایی از قلاب و یا خم‌هائی مطابق ضوابط بندهای ۱۸-۳ و ۱۸-۴ استفاده گردد. در صورتی که خاموتها و یا میلگردهای خم شده و یا شبکه‌های سیمی در تمام ارتفاع موثر مقطع در امتداد برش وارده ادامه نداشته باشند، نباید آنها را در مقاومت برشی مقطع موثر فرض نمود. این مسئله بخصوص در ستونهائی که دارای آرماتورهای برشی علاوه بر حلقه محیطی هستند حائز اهمیت است. در شکل ۱۲-۷ در صورتی که مقاومت برشی در امتداد x مورد نظر باشد چهار شاخه آرماتور بصورت موثر عمل می‌کنند ولی در امتداد y فقط دو شاخه موثر هستند.



شکل ۱۲-۷

۱۲-۶-۳ حداقل آرماتور برشی

۱۲-۶-۳-۱ استفاده از آرماتورهای برشی باعث جلوگیری از زیاد شدن ترکهای مورب، و موجب اضافه شدن شکل‌پذیری، و داشتن اخطار قبلی برای گسیختگی‌های احتمالی

می‌گردد. در جان یک تیر که با آرماتورهای برشی مسلح نشده است، تشکیل ناگهانی ترکهای مورب می‌تواند مستقیما به گسیختگی بدون اخطار قبلی بیانجامد. وجود میلگردهای برشی، بخصوص در مقاطعی که در آنها نیروی کششی عمل می‌نماید و یا احتمال افزوده شدن بارهای وارده وجود دارد، بسیار مفید است. بر این اساس آیین‌نامه در مواردی که مقدار برشی نهائی، V_u، از نصف برش مقاوم سهم بتن، V_c، تجاوز می‌نماید استفاده از یک مقدار حداقل میلگرد برشی مطابق رابطه ۱۲-۱۳ را ضروری می‌داند.

در اعضای خمشی که تحت بارگذاری متناوب قرار می‌گیرند، احتمال اینکه ترکهای کششی قطری در تنش‌هائی به مراتب کمتر از تنش در حالت بارگذاری استاتیکی ایجاد شوند وجود دارد. در چنین اعضائی، بهتر است همیشه از یک مقدار آرماتور برشی حداقل مطابق رابطه ۱۲-۱۳ استفاده شود، هرچند محاسبات و یا آزمایشهای مبتنی بر بارهای استاتیکی استفاده از آرماتورهای برشی را الزامی ندانند.

۱۲-۶-۳-۲ در دالها و شالوده‌ها، دالهای ساخته شده با سیستم تیرچه‌های بتنی، و تیرهایی که ارتفاع آنها نسبت به ضخامت دال متصل به آنها زیاد نباشد، بدلیل امکان باز پخش نیرو از اجزا و قسمتهای ضعیف‌تر به اجزا و قسمتهای قوی‌تر، نیازی به تامین حداقل میلگردهای برشی مطابق بند ۱۲-۶-۳-۱ نیست.

۱۲-۶-۳-۳ در مواردی که برای تعیین کفایت عضو در برش و خمش از آزمایش استفاده شود، ابعاد واقعی عضو و مقاومت واقعی مصالح معلوم است. در اینصورت برای

مقایسه بین نیروهای وارده و مقاومت عضو نیازی به استفاده از ضرائب کاهش مقاومت مصالح ϕ_s و ϕ_c، نبوده و آنها را می‌توان برابر با واحد فرض نمود و مقاومت‌های اسمی عضو، M_n و V_n، می‌توانند ملاک مقایسه با نیروهای نهائی وارده قرار گیرند. بر این اساس، اطمینان حاصل می‌شود در صورتی که مقاومت مصالح بدست آمده از آزمایش از مقاومت‌های مشخصه کمتر بوده و یا ابعاد اجزا نسبت به نقشه‌ها به نحوی دارای خطا باشند که باعث کاهش مقاومت عضو شوند، حاشیه ایمنی قابل قبول وجود دارد.

۱۲-۶-۳-۴ در رابطه ۱۲-۱۴ باید دقت شود که A_v سطح مقطع آرماتورهای برشی (خاموتها) است و بنابراین شامل سطح مقطع کل شاخه‌های میلگردهای برشی در امتداد برش وارده می‌شود، حال آنکه A_t سطح مقطع آرماتورهای پیچشی بوده و شامل سطح مقطع فقط یک شاخه از خاموت بسته محیطی می‌باشد.

۱۲-۶-۴ حداکثر فواصل آرماتور برشی

۱۲-۶-۴-۱ فاصله $\frac{d}{2}$ به این دلیل انتخاب شده است که سفره‌های آرماتور برشی عمود برمحورعضو حتما بتوانند تمامی ترکهای مورب برشی را در طول موثر خود قطع نمایند.

۱۲-۶-۴-۲ ضابطه این بند برای اطمینان از قرار دادن آرماتورهای برشی مورب نسبت به محور طولی عضو در جهتی که حتما ترکهای برشی احتمالی را قطع نمایند ارائه شده است. بدیهی است کاربری این بند برای اعضائی است که تحت بارهای استاتیکی ثابت قرار دارند و امتداد عمل بارها با زمان تغییر نمی‌نماید.

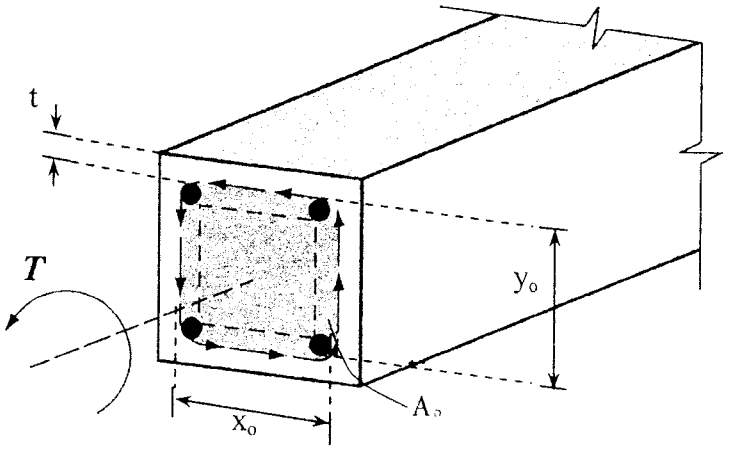
فاصله این میلگردها از همدیگر بطور نظری برابر $S = \frac{d}{2}(1 + Cotg\alpha)$ می‌باشد که توصیه میشود ۰/۷۵ این مقدار در طراحی مورد استفاده قرار گیرد.

۱۲-۶-۴-۳ در صورتی که آرماتورهای برشی سهم عمده‌ای از برش کل مقطع را تحمل نمایند (بیش از $0.4\phi_c\sqrt{f_c}b_w d$)، اهمیت آنها افزایش یافته و برای اطمینان بیشتر، حداکثر فواصل آنها از یکدیگر به نصف تقلیل داده می‌شوند.

❑ ۱۲-۷ حالت حدی نهائی مقاومت در پیچش

۱۲-۷-۱ طراحی برای پیچش بر اساس فرضیه خرپای فضائی لوله‌های جدار نازک بنا نهاده شده است. در این فرضیه، تیری که تحت تاثیر لنگر پیچشی قرار می‌گیرد بصورت یک لوله جدار.نازک فرض شده و از بتن موجود در قسمت هسته تیر صرفنظر می‌گردد. تا زمانی که تیر در اثر پیچش ترک نخورده باشد (لنگر پیچشی وارده از لنگر پیچشی T_{cr} کمتر باشد)، مقاومت پیچشی بوسیله بتن در جداره لوله تامین می‌شود. پس از ترک خوردگی، مقاومت در برابر پیچش عمدتا بوسیله خاموتهای بسته و آرماتورهای طولی واقع در جداره لوله تامین می‌شود و بتن سهم عمده‌ای در مقاومت در برابر پیچش پس از ترک‌خوردگی مقطع ندارد. در فرضیه لوله جدار نازک، ضخامت لوله t، حدود دو برابر ضخامت پوشش بتن در طرفین خاموتهای بسته فرض می‌گردد. این فرض برای تیرهای با مقطع مستطیل توپر و نیز با مقطع مستطیل بدون بتن در قسمت

میانی (توخالی) برای قبل و بعد از ترک‌خوردگی بتن صادق است. شکل ۱۲-۸ چنین تیری را تحت اثر لنگر پیچشی نشان می‌دهد.



شکل ۱۲-۸- لوله جدار نازک تحت اثر پیچش

با وارد شدن لنگر پیچشی به تیر، در جداره لوله تنش‌های برشی، τ، ایجاد می‌شود. این تنش‌های برشی در وجوه مقابل با یکدیگر مختلف‌الجهت بوده و امتداد آنها در هر وجه موازی با آن وجه می‌باشد. در مقاومت مصالح، حاصلضرب تنش برشی در ضخامت جداره لوله، جریان برش نامیده می‌شود، $g = \tau t$، و g دارای واحد نیرو بر واحد طول می‌باشد. فرض می‌شود مقدار g در سرتاسر محیط جداره ثابت است.

با توجه به شکل ۱۲-۸ برآیند جریان برش در جداره لوله در امتداد y_o برای جدارهای قائم و در امتداد x_o برای جدارهای افقی عمل می‌نماید. x_o و y_o در مرکز جداره‌های افقی و قائم اندازه‌گیری می‌شوند.

برای تعادل استاتیکی در شکل ۱۲-۸ لنگر نیروهای داخلی تشکیل‌شده در جداره‌های قائم و افقی حول مرکز سطح برابر با لنگر پیچشی وارده خواهد بود:

$$T = 2g\,x_o y_o / 2 + 2g\,x_o y_o / 2 = 2g\,x_o y_o \qquad (۵-۱۲)$$

حاصلضرب $x_0 y_0$ عبارت از سطح هاشور خورده در شکل (۱۲-۸) می‌باشد و این سطح برابر با سطح مستطیلی است که اضلاع آن x_o و y_o می‌باشند. این مطلب برای مقاطع توخالی نیز صادق است و در واقع سطح A_o ربطی به توخالی یاتوپر بودن مقطع مستطیلی ندارد.

$$A_o = x_o y_o \qquad (۶-۱۲)$$

$$T = 2g\,A_o \qquad (۷-۱۲)$$

$$g = \frac{T}{2A_o} \qquad (۸-۱۲)$$

$$\tau = \frac{g}{t} = \frac{T_\cdot}{2A_o t} \qquad (۹-۱۲)$$

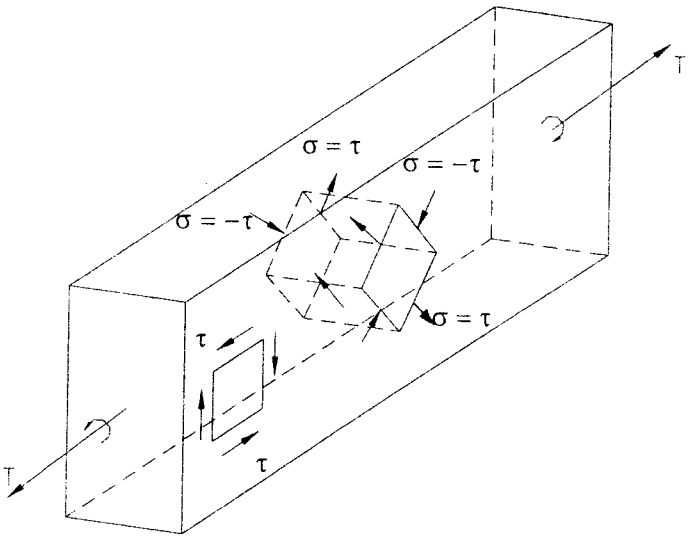
با توجه به شکل (۱۲-۹) و بر اساس مقاومت مصالح می‌توان نشان داد که تنش برشی، τ ، برابر با تنش کششی اصلی در تیر، σ، می‌باشد. بنابراین تیر وقتی ترک می‌خورد که در آن تنش کششی اصلی، σ، برابر با مقاومت کششی بتن، f_t، باشد. باتوجه به اینکه بتن تحت تنش دو محوره کششی و فشاری قرار دارد، مقاومت کششی بتن، f_t، را می‌توان بجای اینکه برابر با مدول شکست بتن ($f_r = 0.7\phi_C\sqrt{f_c}$) منظور نمود، بطور محافظه‌کارانه برابر با $0.4\phi_C\sqrt{f_c})2V_c$ فرض نمود. با قرار دادن مقدار اخیر بجای τ، مقاومت پیچشی مقطع برای آغاز ترک خوردن، T_{cr}، برابر با :

$$T_{cr} = 0.4\phi_C\sqrt{f_c}(2A_o t) = 2V_c(2A_o t) \qquad (۱۰-۱۲)$$

در رابطه اخیر، A_0، درصدی از سطح مقطع کل تیر، A_c، می‌باشد. در صورتی که محیط مقطع کل برابر با P_c باشد، مقدار تقریبی t را می‌توان برابر با درصدی از $\frac{A_c}{P_c}$ فرض نمود. برای مقاطع مستطیلی توپر، معمولا t بین $\frac{۱}{۶}$ تا $\frac{۱}{۴}$ عرض حداقل مقطع می‌باشد. در صورتی که نسبت عرض به ارتفاع مقطع برابر با $\frac{۱}{۲}$ فرض شود و t برابر با $\frac{}{۴}$ عرض مقطع منظور گردد آنگاه:

$$A_0 \cong \frac{2}{3} A_c$$

$$t = \frac{3}{4} \frac{A_C}{P_C}$$



شکل ۱۲-۹- تنش های ایجاد شده در اثر پیچش

با قرار دادن مقادیر فوق در رابطه (۱۲-۱۰) مقدار تقریبی T_{cr} برای مقاطع مستطیل متعارف بدست می‌آید:

$$T_{cr} = 2V_c \times 2(\frac{2}{3}A_c)(\frac{3}{4}\frac{A_c}{P_c}) = 2V_c(\frac{A_c^2}{P_c}) \qquad (۱۱-۱۲)$$

تجربه نشان داده است که استفاده از رابطه فوق برای تخمین مقدار لنگر پیچشی مقطع ترک‌خورده، T_{cr}، برای کلیه مقاطع با اشکال مختلف قابل قبول است.

در آیین‌نامه بصورت محافظه‌کارانه، فقط در مواردی که لنگر پیچشی وارده از $\frac{1}{4}$ لنگر T_{cr} کمتر باشد طراحی برای پیچش ضرورتی ندارد و در سایر موارد باید با فرض عمل ننمودن بتن و قرار دادن آرماتورهای عرضی و طولی مناسب، مقاومت لازم در برابر لنگرهای پیچشی وارده تامین گردد.

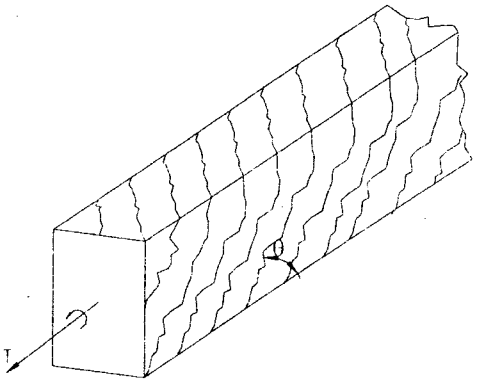
۱۲-۷-۲ همانطوری‌که در بند ۱۲-۷-۱ ذکر گردید در صورتی که طراحی برای پیچش ضروری باشد، $T > \frac{1}{4}T_{cr}$، آنگاه از کمک بتن در مقاومت پیچشی مقطع صرفنظر می‌گردد و کل مقاومت باید بوسیله خاموتهای بسته و آرماتورهای طولی تامین شود.

❑ ۱۲-۸ مقاومت پیچشی نهائی تامین شده توسط آرماتورها

۱۲-۸-۱ برای مقاومت در برابر پیچش باید هم از آرماتورهای طولی و هم از خاموتهای بسته استفاده نمود. لزوم بسته بودن خاموتها به این دلیل است که ترکهای کششی در اثر پیچش در هر چهار وجه عضو به‌صورت مارپیچ ایجاد می‌شوند و در هر چهار وجه تحت کشش قرار می‌گیرند. در اثر پیچش‌های زیاد، پوشش بتنی روی خاموتها متلاشی شده و می‌ریزد، و در صورتی که اضلاع خاموتها بصورت وصله پوششی باشند (مانند

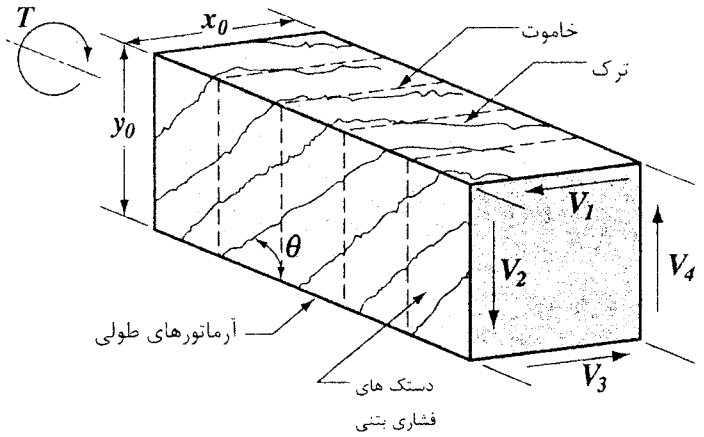
استفاده از یک جفت خاموت به شکل U) این وصله‌ها موثر نبوده ومنجر به گسیختگی پیچشی مقطع می‌شوند.

۱۲-۸-۲ وقتی که تیر تحت پیچش دارای آرماتورهای کافی باشد، بتن آن در اثر پیچشی نزدیک به پیچش مورد نیاز برای ترک خوردگی یک تیر بدون آرماتور، ترک می‌خورد. بنابراین مقدار T_{cr} برای تیرهای با و یا بدون آرماتور تفاوت چندانی ندارد. در اثر پیچش در یک تیر مسلح، ترک خوردگی بتن در محیط تیر دارای شکل مارپیچ می‌باشد (شکل ۱۲-۱۰).



شکل ۱۲-۱۰- ترکهای پیچشی

با توجه به شکل ۱۲-۱۱، مقاومت پیچشی عضو با آرماتور و دارای مقطع مستطیلی را می‌توان برابر با مجموع پیچش‌های مقاوم ایجاد شده در اثر برش‌های موجود در هر یک از چهار جداره فرض نمود.



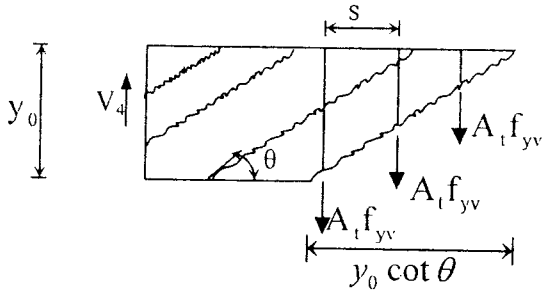
شکل ۱۲-۱۱- شبیه سازی خرپای فضایی

برای مثال پیچش ایجاد شده در جداره سمت راست لوله حول محور مرکزی تیر برابر خواهد بود با:

$$T_4 = V_4 \frac{x_o}{2} \qquad (۱۲-۱۲)$$

شکل ۱۲-۱۲ قسمتی از جداره سمت راست تیر نشان داده شده در شکل (۱۲-۱۱) را به نشان می گذارد.

نیروهای $A_t f_{yv}$ نیروهای ایجاد شده در خاموتها با فرض به تسلیم رسیدن آنها می‌باشند. سطح قطع شده بوسیله خاموتها به موازات ترک‌های مارپیچی ایجاد شده در اثر پیچش (با زاویه θ نسبت به محور طولی عضو) می‌باشد. در صورتی که n عدد خاموت، این سطح موازی با ترکهای مارپیچی را قطع نمایند و فاصله خاموتها از



شکل ۱۲-۱۲- کشش قائم در خاموتها

یکدیگر برابر با S باشد، با توجه به شکل می‌توان نوشت:

$$n = \frac{y_o Cot\theta}{S} \qquad (۱۳-۱۲)$$

$$V_4 = \phi_S A_t f_{yv} n = \frac{\phi_S A_t f_{yv} y_o Cot\theta}{S} \qquad (۱۴-۱۲)$$

$$T_4 = \frac{\phi_S A_t f_{yv} y_o x_o}{2S} Cot\theta \qquad (۵-۱۲)$$

در صورتی که به همین ترتیب مقادیر T_1، T_2 و T_3 نیز محاسبه شوند، مقاومت پیچشی کل مقطع برابر خواهد بود با:

$$T_s = \sum_{i=1}^{4} T_i = \frac{2\phi_S A_t f_{yv} y_o x_o}{S} Cot\theta \qquad (۱۶-۱۲)$$

باتوجه به تعریف، $A_o = x_o y_o$ و در نتیجه رابطه فوق به شکل زیر در می‌آید:

$$T_s = \frac{2\phi_S A_t A_o f_{yv}}{S} Cot\theta \qquad (۱۷-۱۲)$$

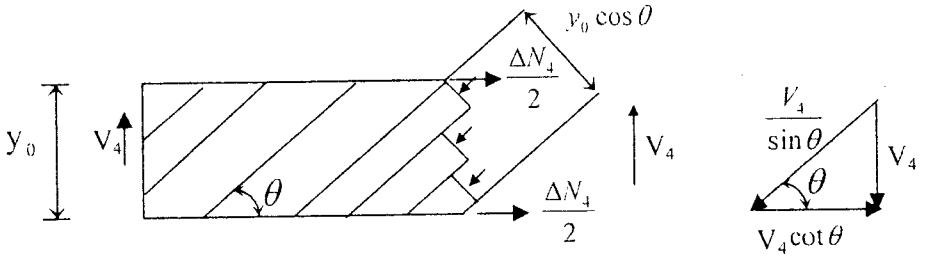
زاویه θ را می‌توان بین ۳۰ تا ۶۰ درجه فرض نمود. بطورمعمول θ برابر با ۴۵ درجه فرض می‌شود. در این حالت، رابطه ۱۲-۱۷ به شکل زیر خواهد بود.

$$T_s = 2\phi_s A_t A_o \frac{f_{yv}}{S} \qquad (۱۲-۱۸)$$

رابطه اخیر همان رابطه ۱۲-۱۸ آیین‌نامه می‌باشد.

۱۲-۸-۳ در شکل ۱۲-۱۳ که همان قسمت سمت چپ تیر در شکل ۱۲-۱۱ می‌باشد،برای تعادل مقطع تیر، تشکیل دستکهای فشاری به موازات ترکهای پیچشی ضروری است. باتوجه به نیروهای فشاری تشکیل شده در دستکهای فشاری، لازم است بمنظور حفظ تعادل در مقطع، نیروی کششی اضافی در آرماتورهای طولی مقطع، برابر با ΔN_4 ایجاد گردد. شکل ۱۲-۱۳-الف بردارهای نیروی کششی ΔN_4 و جمع نیروهای فشاری در دستکهای فشاری را نشان می‌دهد. باتوجه به این شکل می‌توان نوشت:

$$\Delta N_4 = V_4 \, \mathrm{Cot}\theta \qquad (۱۲-۱۹)$$



شکل ۱۲-۱۳

با قرار دادن مقدار V_u از رابطه ۱۲-۱۴ در رابطه اخیر:

$$\Delta N_4 = \frac{\phi_S A_t f_{yv} y_o}{S} Cot^2\theta \qquad (۲۰-۱۲)$$

در صورتی که مقادیر ΔN، ΔN_2 و ΔN_3 نیز به همین ترتیب محاسبه شوند، جمع نیروی کشش اضافی در آرماتورهای طولی مقطع برابر خواهد بود با :

$$\Delta N = \sum_{i=1}^{4} \Delta N_i = \frac{\phi_S A_t f_{yv}}{S} 2(x_o + y_o) Cot^2\theta \qquad (۲۱-۱۲)$$

اگر P_h محیط سطح هاشور خورده محصور بوسیله خاموتهای بسته، مطابق شکل ۱۲-۸ باشد، آنگاه:

$$P_h = 2(x_o + y_o) \qquad (۲۱-۱۲)$$

با قرار دادن رابطه ۱۲-۲۲ در رابطه ۱۲-۲۱:

$$\Delta N = \frac{\phi_s A_t f_{yv} P_h}{S} Cot^2\theta \qquad (۲۳-۱۲)$$

برای تحمل کشش اضافی، ΔN باید از میلگردهای طولی اضافی، A_l، استفاده نمود. در صورتی که این میلگردها برای مقاومت در برابر کشش اضافی ΔN به حد تسلیم خود، f_{yl}، برسند رابطه ۱۲-۲۳ بصورت زیر در می‌آید:

$$\phi_S A_\ell f_{y\ell} = \frac{\phi_S A_t f_{yv} P_h}{S} Cot^2\theta \qquad (۲۴-۱۲)$$

$$A_\ell = \frac{A_t}{S} P_h \frac{f_{yv}}{f_{y\ell}} Cot^2\theta \qquad (۲۵-۱۲)$$

با فرض مقدار $\theta = 45^\circ$ و در صورتیکه جنس فولادهای مصرفی در آرماتورهای طولی و خاموتها یکی باشد، $f_{yl} = f_{yv}$، رابطه زیر که همان رابطه ۱۲-۱۹ آیین‌نامه است به‌دست می‌آید:

$$A_f = \frac{A_t}{S} P_h \qquad (۲۶-۱۲)$$

بدیهی است با توجه به اینکه ΔN از مجموع نیروهای کششی در چهار وجه جداره لوله‌ای بدست آمده لازم است سطح آرماتورهای طولی، اضافه بر آنچه برای بارهای محوری و یا خمش در عضو لازم است بصورت یکنواخت و در فواصل تقریبا مساوی در هر چهار وجه توزیع شود. بطورمعمول در وجوه فوقانی و تحتانی تیرها، آرماتورهای خمشی موجوداند که سطح این میلگردهای خمشی هر کدام باید باندازه حدود $\frac{A_f}{4}$ (در مواردی که تیر دارای مقطع مربع است) افزایش یابد. در چنین تیری در دو وجه قائم تیرهائی که تحت بارگذاری یک محوره هستند معمولا آرماتور خمشی وجود ندارد و در هر وجه باید میلگردهای طولی به مقدار تقریبی $\frac{A_f}{4}$ قرار داده شود. در صورتی که مقطع تیر مستطیلی باشد، با توجه به فواصل تقریبا یکنواخت آرماتورهای طولی اضافی، سهم اضلاع بزرگتر مقدار بیشتری از $\frac{A_f}{4}$ خواهد بود.

۱۲-۸-۴ از آنجا که مقداری از کشش طولی ایجاد شده در تیر در اثر پیچش بوسیله فشار ایجاد شده در ناحیه فشاری تیر در اثر خمش خنثی می‌شود، آیین‌نامه بر اساس این بند اجازه می‌دهد تا در منطقه فشاری اعضای تحت خمش، مقدار آرماتور طولی کششی لازم برای مقاومت در برابر پیچش کاهش یابد.

۱۲-۸-۵ محل خاموتهای بسته برای مقاومت در برابر پیچش در عضو توخالی باید در نیمه بیرونی جداره موثر عضو در برابر پیچش قرار گیرد. در این حالت ضخامت جداره موثر را می‌توان برابر با $\frac{A_{oh}}{P_h}$ منظور نمود.

❑ ۱۲-۹ ضوابط کلی طراحی برای پیچش

۱۲-۹-۱ مقدار خاموت لازم برای آثار هم زمان پیچش و برش باید حداقل برابر با جمع خاموتهای مورد نیاز برای هر کدام از این دو تلاش باشد. چون خاموت مورد نیاز برای برش بر اساس سطح مقطع تمامی شاخه‌های خاموت محاسبه می‌شود ولی خاموت مورد نیاز برای پیچش صرفا بر اساس سطح مقطع یک شاخه از خاموت بسته می‌باشد، جمع خاموتهای مورد نیاز برای برش و پیچش در صورتیکه فقط از یک حلقه خاموت بسته در مقطع استفاده شده باشد از رابطه زیر محاسبه می‌گردد :

$$\sum\left(\frac{A_{v+t}}{S}\right)=\frac{A_v}{S}+\frac{2A_t}{S} \qquad (۲۷-۱۲)$$

در صورتی که برای مقاومت در برابر برش از بیش از یک حلقه خاموت بسته استفاده شده باشد، فقط ساقهای مجاور رویه‌های جانبی تیر می‌توانند بعنوان خاموتهای پیچشی منظور شوند.

همانطوری که در بند ۱۲-۸-۳ ذکر شد، باید آرماتورهای طولی کششی مورد نیاز برای پیچش را با آرماتورهای مورد نیاز برای خمش جمع نمود. در هر حال مقدار آرماتورهای طولی محاسبه شده برای آثار توام پیچش و خمش در مقطع نباید کمتر از آرماتور مورد نیاز برای حداکثر خمش عمل‌کننده در آن مقطع به تنهائی باشد.

در صورتی که حداکثر لنگر خمشی در یک مقطع و حداکثر پیچش در مقطع دیگری از یک عضو اتفاق افتد، ممکن است مقدار کل آرماتورهای طولی مورد نیاز کمتر از جمع مقادیر آرماتورهای طولی مورد نیاز برای خمش حداکثر و پیچش حداکثر به تنهایی باشد. در چنین حالتی می‌توان مقدار آرماتور طولی حداکثر در هر مقطع را با منظور نمودن چند مقطع در طول تیر تحت خمش و پیچش محاسبه نمود.

برای جزئیات میلگردگذاری آرماتورهای طولی، مانند فواصل میلگردها از یکدیگر، نقاط قطع آرماتورها، و محل قرار گرفتن آنها، باید از بحرانی‌ترین ضوابط برای آرماتورهای خمشی، برشی، و پیچشی استفاده نمود.

۱۲-۹-۲ در مواردی که تیرهای فرعی در نزدیکی تکیه‌گاه تیر اصلی به آن اتصال دارند ممکن است پیچش متمرکزی از طریق تیر فرعی در فاصله کمتر از d از تکیه‌گاه به تیر اصلی منتقل شود. در اینصورت باید با توجه به دیاگرام پیچش کل تیر، پیچش حداکثر در محاسبات منظور گردد.

۱۲-۹-۳ ادامه دادن آرماتورهای پیچشی تا فاصله $b_t + d$ از مقطعی که دیگر به آنها نیازی نیست بحرانی‌تر از حالت مشابه برای آرماتورهای برشی و یا خمشی است که صرفا لازم است آرماتورهای مربوطه به اندازه d از مقطعی که دیگر به آنها نیازی نیست ادامه یابند. دلیل این موضوع آنست که ترکهای کششی قطری ایجاد شده در اثر پیچش به شکل یک دور پیچ ایجاد می‌شوند و در صورتی که زاویه ترکها با محور تیر ۴۵ درجه فرض شود، آخرین قسمت ترک باندازه b_t (عرض خاموتهای بسته) از نقطه آغاز آن ادامه یافته و در نتیجه فاصله b_t به d اضافه می‌شود.

☐ ۱۲-۱۰ محدودیت‌های آرماتورهای پیچشی

۱۲-۱۰-۱ محدود کردن مقاومت مشخصه آرماتورهای پیچشی به کمتر از ۴۰۰ مگاپاسکال باعث کنترل و محدودیت عرض ترکهای قطری می‌گردد.

۱۲-۱۰-۲ این بند مشابه بند ۱۲-۶-۲ می‌باشد. بدیهی است مهار شدن مناسب خاموتهای بسته باید از طریق قلاب‌های انتهایی قابل قبول تامین گردد.

۱۲-۱۰-۳ چون لنگر پیچشی حول محور سطح عمل می‌کند، لازم است مرکز سطح آرماتورهای طولی پیچشی با محور عضو تقریبا منطبق باشد. وجود میلگرد طولی در هر گوشه خاموت بسته باعث ایجاد مهار مناسب برای هر ساق خاموت می‌شود. علاوه بر آن، میلگردهای گوشه در ایجاد مقاومت پیچشی مقطع و همچنین محدود کردن عرض ترکها بسیار موثر هستند.

۱۲-۱۰-۴ در صورتی که پیچش حداکثر در انتهای یک عضو اتفاق بیفتد، ضروری است آرماتورهای طولی دارای مهار انتهائی مناسب پس از انتهای عضو پیچشی باشند. بدین منظور می‌توان از قلابهای انتهایی و یا اضافه کردن میلگردهای U - شکل، که دارای وصله‌های پوششی با آرماتورهای طولی پیچشی هستند، استفاده نمود.
در موارد گسیختگی پیچشی، بتن پوشش گوشه‌های تیر متلاشی شده و در صورتی که خاموت بسته در گوشه دارای قلاب ۹۰ درجه باشد، بدلیل نبودن پوشش کافی، قلاب

عمل نمی‌نماید و گسیختگی در خاموت ایجاد می‌گردد. بهمین دلیل ضروری است که خاموتهای بسته درگوشه با قلابهای ۱۳۵ درجه مهار شوند.

۱۲-۱۰-۵ بند ۱۲-۶-۳-۴ آئین‌نامه، حداقل خاموتهای عرضی برای آثار توام برش و پیچش را مشخص می‌نماید. در صورتیکه بر روی مقطع برش اثر ننموده و مقطع تحت تاثیر پیچش به تنهایی باشد، حداقل خاموت بسته، بدون منظور نمودن A_v، از رابطه ۱۲-۱۴ آیین‌نامه محاسبه می‌گردد.

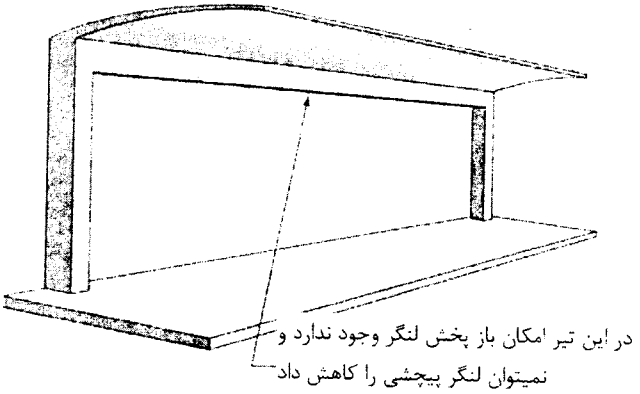
۱۲-۱۰-۶ محدودیت فاصله خاموتهای بسته به منظور تامین مقاومت نهائی پیچشی تیر، جلوگیری از کاهش سختی پیچشی تیر پس از ترک‌خوردگی، و کنترل عرض ترکها می‌باشد. در یک تیر مربع شکل، محدود کردن فاصله به $\frac{P_h}{8}$ به معنای محدود کردن فاصله خاموتها به $\frac{d}{2}$ از یکدیگر می‌باشد.

۱۲-۱۰-۷ با توجه به فرض توزیع یکنواخت جریان برش در امتداد هر شاخه از خاموتهای بسته، و تشکیل دستکهای فشاری مشابه، محدودیت ۳۰۰ میلیمتر برای حداکثر فاصله آرماتورهای طولی از یکدیگر تعیین گردیده است.

☐ ۱۲-۱۱ لنگر پیچشی نهائی در اعضای سازه‌های نامعین

۱۲-۱۱-۱ شکل ۱۲-۱۴ وضعیتی را نشان می‌دهد که برای تعادل نیروهای خارجی نیاز به

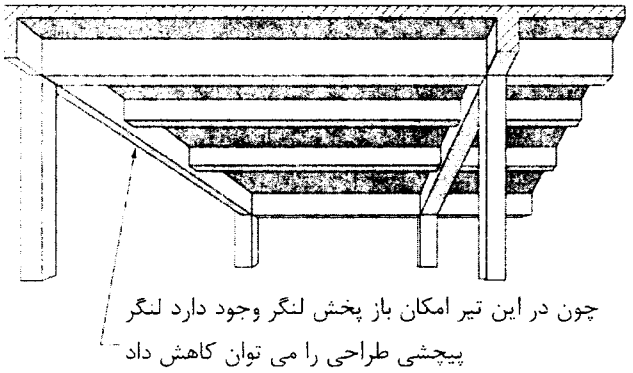
ایجاد نیروهای داخلی به شکل تلاش پیچشی در تیر می‌باشد. اینگونه تلاش پیچشی را «پیچش تعادلی» می‌نامند. چون تلاش پیچشی ایجاد شده در تیر بمنظور ایجاد تعادل پیچش‌های خارجی وارده ایجاد شده‌اند نمی‌توان مقدار آنها را با فرض بازپخش در هیچ مقطعی کاهش داد. در این حالت مقاومت پیچشی مقطع باید مطابق ضوابط بندهای ۱۲-۷ و ۱۲-۸ و با استفاده از رابطه ۱۲-۱۶ آیین‌نامه به‌دست آید.



شکل ۱۲-۱۴- لنگر پیچشی غیرقابل کاهش

۱۲-۱۱-۲ در شکل ۱۲-۱۵ می‌توان مقادیر تلاش‌های پیچشی یک مقطع را با فرض بازپخش لنگر پیچشی در مقاطع دیگر کاهش داد. در این حالت صرفا پیچش ایجاد شده در عضو برای رعایت شرائط همسازی چرخش‌ها در عضو مطرح است. اینگونه تلاش‌های پیچشی را «پیچش همسازی» می‌نامند. در این شکل، سختی پیچشی عضو قبل از ترک خوردن بر اساس عضو ترک نخورده و مطابق نظریه سن‌ونان (St. Venant) محاسبه می‌گردد. لیکن در هنگام ترک خوردگی، بدون تغییر در مقدار پیچش وارده، چرخش عمده‌ای در عضو اتفاق می‌افتد که در نتیجه آن باز پخش عمده‌ای در نیروهای داخلی سازه ایجاد می‌گردد.

با افزایش لنگر پیچشی به بیش از T_{cr}، می‌توان فرض نمود که پیچش ضریب‌دار حداکثری برابر با $\frac{2}{3}T_{cr}$ در مقاطع بحرانی نزدیک انتهای عضو و مجاور تکیه‌گاه اتفاق می‌افتد. با اعمال این محدودیت، عرض ترک‌های پیچشی محدود می‌گردد. ضوابط این بند برای سیستم‌های تیرریزی متعارف در ساختمانها قابل قبول است. در مواردی که چرخش پیچشی بسیار زیادی در طول کوچکی از یک عضو اتفاق می‌افتد ضروری است ارزیابی پیچش با دقتی بیشتر از آنچه در این بند آمده است انجام گردد.



شکل ۱۲-۱۵- لنگر پیچشی قابل کاهش

در صورتیکه لنگر پیچشی ایجاد شده در عضوی از یک سازه که در آن تحلیل الاستیک با فرض ترک‌نخوردن مقاطع انجام شده بین $0.25T_{cr}$ و مقدار داده شده در این بند ($0.67T_{cr}$) باشد، طراحی آرماتورهای پیچشی باید برای پیچش‌های محاسبه شده انجام گردد.

۱۲-۱۱-۳ فرض توزیع خطی تلاش پیچشی در یک عضو متصل به یک دال بتنی، فرضی است در جهت ساده کردن محاسبات، در صورتی که علاوه بر پیچش منتقل شده از دال، پیچش متمرکزی نیز بر روی تیر وجود داشته باشد باید این پیچش را بصورت جداگانه منظور نمود.

❑ ۱۲-۱۲ اثر توأم برش و پیچش

۱۲-۱۲-۱ به بند ۱۲-۹-۱ مراجعه شود.

۱۲-۱۲-۲ هدف از کنترل رابطه ۱۲-۲۰ آئین‌نامه، جلوگیری از گسیختگی قطری بتن جان عضو قبل از رسیدن آرماتورها به حد تسلیم است.

❑ ۱۲-۱۳ برش اصطکاکی

۱۲-۱۳-۱ گستره

تمامی ضوابطی که تاکنون در این فصل در ارتباط با طراحی برای برش ارائه شده‌اند با هدف جلوگیری از گسیختگی در برابر کشش قطری ایجاد شده در اثر برش تنظیم شده‌اند. بعبارت دیگر هیچکدام از ضوابط ذکر شده قبلی مربوط به جلوگیری از گسیختگی در برابر انتقال برش مستقیم از مقطعی به مقطع دیگر نمی‌باشند. هدف از ضوابط بند ۱۲-۱۳ آئین‌نامه، ارائه روش‌های محاسباتی برای طراحی، بمنظور انتقال برش مستقیم از مقطعی به مقطع مجاور می‌باشد. ضرورت طراحی برای برش مستقیم در سطوح تماس بین بتن‌های ریخته شده در زمانهای مختلف (درزهای اجرائی) سطوح تماس بین بتن و قطعات فولادی، جزئیات میلگردگذاری سازه‌های پیش‌ساخته، و سایر

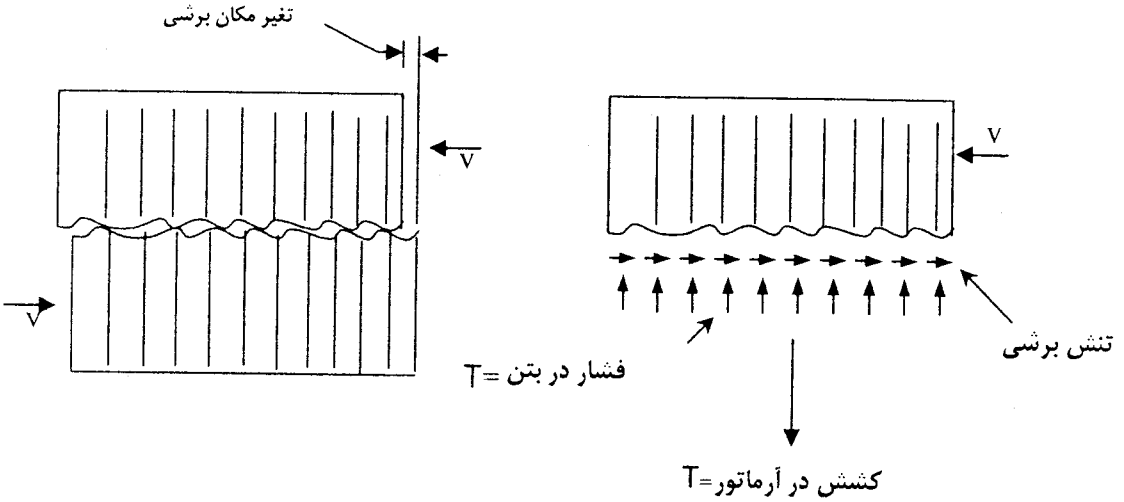
مواردی که باید انتقال برش بین دو مقطع مجاور مورد بررسی قرار گیرد حائز اهمیت است.

۱۲-۱۳-۲ حالت حدی نهائی مقاومت

۱۲-۱۳-۲-۲ اگر چه مقاطع ترک نخورده بتن دارای مقاومت نسبتا زیادی در برابر برش می‌باشند، لیکن همواره احتمال ایجاد ترک در یک قسمت نامناسب از عضو وجود دارد. در مبحث برش اصطکاکی فرض بر این است که اینچنین ترکی در مقطع مورد بررسی ایجاد شده و در نتیجه باید برای مقاومت در برابر برش مستقیم و جلوگیری از تغییر مکان نسبی دو لبه ترک از میلگردهائی که از عرض ترک عبور می‌کنند استفاده شود. اثر برش در امتداد سطح ترک خورده باعث لغزش یک سطح نسبت به سطح مجاور آن می‌گردد (شکل ۱۲-۱۶).

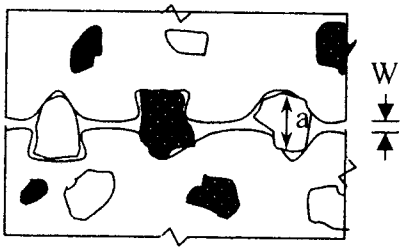
در صورتی که سطوح ترک نامنظم و ناهموار باشند این لغزش با جدا شدن سطوح ترک از یکدیگر (افزایش عرض ترک) همراه می‌باشد (شکل ۱۲-۱۷).

در حالت نهائی، این جداشدگی دو لبه ترک از یکدیگر در حدی است که باعث ایجاد تنش حد تسلیم در میلگردهای عبور کننده از عرض ترک میگردد. به عبارت دیگر میلگردها نیرویی برابر با $\phi_s A_{vf} f_y$ در جهت عمود بر امتداد ترک وارد نموده و مانع افزوده شدن عرض ترک می‌شوند. بنابراین نیروهای مقاوم تشکیل شده در سطح ترک شامل سه دسته به شرح زیر می‌باشند :



ب- دیاگرام آزاد الف- برش کششی باعث بازشدن عرض ترک می شود

شکل ۱۲-۱۶



شکل ۱۲-۱۷- قفل و بست مصالح سنگی در محل ترک

الف- نیروهایی که بدلیل اصطکاک بتن با بتن در اثر نیروی فشاری $\phi_s A_{vf} f_y$ بین دو لبه ترک ایجاد می‌شوند.

ب- نیروهایی که بدلیل لهیدگی در اثر وجود ناهمواری و نامنظم بودن شکل صفحه ترک در اثر لغزش لبه‌های ترک ایجاد می‌شوند.

پ- برش مستقیم در میلگردهای قطع کننده صفحه ترک (میلگردهای دوخت).

برای استفاده صحیح از ضوابط برش اصطکاکی، انتخاب صحیح موقعیت صفحه ترک خورده ضروری می‌باشد. در مدلهای محاسباتی برای تعیین مقاومت برش اصطکاکی مقطع ترک خورده، معمولا از آثار برش مستقیم در میلگردهای قطع‌کننده ترک در جهت اطمینان بیشتر صرفنظر می‌شود.

باتوجه به فرض محافظه‌کارانه فوق، در مواردی که میلگردهای دوخت عمود بر صفحه ترک باشند می‌توان نوشت:

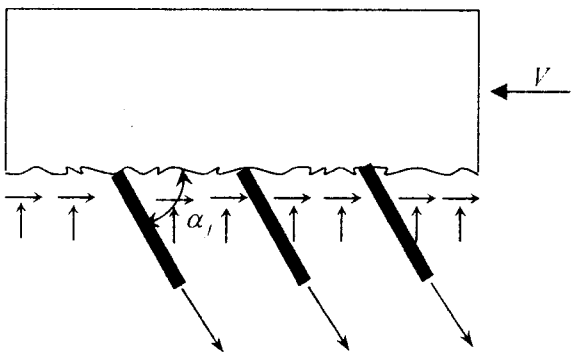
$$V_r = K_1 \phi_s A_{vf} f_y + K_2 \phi_c A_c \qquad (۱۲-۲۸)$$

در سمت راست رابطه ۱۲-۲۸ جمله اول نمایانگر آثار نیروهای مقاوم اصطکاکی در اثر فشار ایجاد شده در اثر میلگردهای دوخت عمود بر صفحه ترک بوده و جمله دوم آثار لهیدگی در سطوح بتنی در اثر وجود ناهمواری و نامنظم بودن شکل صفحه ترک در اثر لغزش لبه‌های ترک می‌باشد. در رابطه فوق، ضریب K_1 عبارت از ضریب اصطکاک بین دو بتن مجاور (مقدار آن معمولا برابر ۰/۸۰ فرض می‌شود) و ضریب K_2 برای بتن‌های معمولی برابر با ۲/۸ مگاپاسکال و برای بتن‌های سبک برابر با ۱/۴ مگاپاسکال، برای هر دو حالت بتن تازه و بتن خشک، می‌باشد.

در مواردی که میلگردهای دوخت با صفحه ترک دارای زاویه α_f باشند مطابق شکل ۱۲-۱۸مولفه نیروی ایجاد شده در میلگرد در امتداد صفحه ترک نیز به مقاومت مقطع کمک می‌کند و رابطه (۱۲-۲۹) مطابق زیر به‌دست می‌آید:

$$V_r = k_1 \phi_s A_v f_y (\mathrm{Sin}\,\alpha_f) + \phi_s A_v f_y (\mathrm{Cos}\,\alpha_f) + k_2 \phi_c A_c = \qquad (۱۲-۲۹)$$

$$\phi_s A_v f_y (k_1 \mathrm{Sin}\,\alpha_f + \mathrm{Cos}\,\alpha_f) + k_2 \phi_c A_c$$



شکل ۱۲-۱۸- آرماتورهای برش اصطکاکی مورب نسبت به سطح ترک احتمالی

در صورت استفاده از رابطه ۱۲-۲۸ ضروری است که نسبت $\frac{\phi_s A_{vf} f_y}{A_c}$ از 1.4 مگاپاسکال بزرگتر باشد و برای صادق بودن رابطه ۱۲-۲۹ ضروی است که نسبت $\frac{\phi_s A_{vf} f_y \mathrm{Sin}\alpha_f}{A_c}$ از 1.4 مگاپاسکال بزرگتر باشد.

برای ساده کردن طراحی در برابر برش مستقیم، این آیین‌نامه در جهت اطمینان بیشتر استفاده از ضوابط بندهای ۱۲-۱۳-۲-۳ الی ۱۲-۱۳-۲-۵ را قابل قبول می‌داند.

۱۲-۱۳-۲-۳ در رابطه ۱۲-۲۱ آئین‌نامه، با توجه به مفاهیم ذکر شده در روابط ۱۲-۲۸ و ۱۲-۲۹ بمنظور سادگی در استفاده از روابط، مقاومت در اثر اصطکاک و مقاومت در اثر وجود ناهمواری و نامنظم بودن شکل صفحه ترک با هم ترکیب شده و یک ضریب اصطکاک اسمی، μ، برای منظور نمودن هر دو شکل مقاومت تعریف شده است. در اینصورت جمله دوم رابطه ۱۲-۲۹ در فوق حذف و ضریب k_1(ضریب

اصطکاک بتن بدون لحاظ نمودن آثار ناهمواری) با ضریب اصطکاک اسمی، μ، جایگزین گردیده است تا رابطه زیر بدست آید:

$$V_r = \phi_s A_{vf} f_y (\mu \mathrm{Sin}\,\alpha_f + \mathrm{Cos}\,\alpha_f) \qquad (۳۰-۱۲)$$

آن قسمت از V_r که از حاصلضرب $\phi_s A_{vf} \mathrm{Cos}\,\alpha_f$ بدست می‌آید همان مولفه نیروی کششی ایجاد شده در میلگرد به موازات صفحه ترک است. باید توجه نمود که آثار این مؤلفه فقط در مواردی موثر است که میلگرد دوخت در کشش باشد. در صورتی که زاویه α_F در شکل ۱۲-۱۸ بیشتر از ۹۰ درجه باشد، حرکت نسبی دو لبه ترک باعث ایجاد فشار در میلگرد شده و رابطه فوق دیگر صادق نخواهد بود.

۱۲-۱۳-۲-۴ در این حالت سطح مقطع کل میلگردهای دوخت از رابطه ۱۲-۳۱ به‌دست می‌آید:

$$A_{vf} = \frac{V_r}{\mu \phi_s f_y} \qquad (۳۱-۱۲)$$

در هر حالت مقدار V_r نباید از مقاومت برشی مقطع، با توجه به محدودیت‌های بند (۱۲-۱۳-۲-۶) آیین‌نامه بیشتر در نظر گرفته شود.

۱۲-۱۳-۲-۵ همانطور که قبلا ذکر شد، در روش ساده شده توصیه شده در آئین‌نامه، آثار اصطکاکی بتن و ناهمواری سطوح تماس و آثار لهیدگی روی برجستگی‌ها و ناهمواری‌های سطوح با یکدیگر ترکیب و بصورت یکجا در ضریب اصطکاک، μ، منظور شده‌اند. به این دلیل، ضرائب اصطکاک اسمی ذکر شده در این

بند اعداد زیادی بوده و در مواردی بیشتر از یک نیز می‌باشند. نتایج بدست آمده با استفاده از اعداد فوق ، با نتایج آزمایش‌های انجام شده تطابق قابل قبولی دارند.

در مواردی که بتن جدید در مجاورت بتن سخت شده‌ای که دارای برجستگی و ناهمواری مطابق ضوابط بند ۱۲-۱۳-۳-۵ آیین‌نامه نمی‌باشد ریخته شود، مقاومت در برابر برش مستقیم، بطورعمده توسط مقاومت برش مستقیم در میلگردها تامین و مقدار ضریب اصطکاک اسمی کاهش می‌یابد. نتایج حاصله از آزمایش‌ها با مقادیر توصیه شده در این آیین‌نامه تطابق دارند. در صورتی که بجای بتن معمولی از بتن سبک استفاده شود می‌توان ضرائب μ را در ضریب ۰/۷۵ ضرب نمود.

در مواردی که بتن بوسیله میلگردها و یا گل میخها به نیمرخ فولادی ساختمانی مهار شده باشد، مقدار μ به نوع اتصال بستگی پیدا می‌کند. تقویت برای انتقال برش می‌تواند بوسیله میلگردها یا گل میخها انجام شود و یا بوسیله جوشکاری ورقها بعد از ریختن بتن صورت گیرد. ضوابط طرح اتصالات برش‌گیر برای عملکرد مرکب دالهای بتنی و تیرهای فولادی جزء محدوده این بند نمی‌باشند.

۱۲-۱۳-۲-۶ محدود نمودن مقاومت به مقادیر ذکر شده در این بند ضروری است زیرا در غیر اینصورت استفاده از روابط ۱۲-۲۱ و ۱۲-۲۲ آیین‌نامه در جهت عدم اطمینان خواهد بود.

۱۲-۱۳-۲-۷ یکی از روش‌های دیگر که دارای دقت قابل قبولی نیز می‌باشد روشی است که در بند ۱۲-۱۳-۲-۲ ذکر گردیده است. همچنین در صورتی که دو بتن تازه در مجاورت یکدیگر بوده و یا بتن تازه در مجاورت بتن خشک موجود که دارای سطح

تمیز و مضرس با عمق شیارها و برجستگی‌هایی برابر با حداقل ۵ میلیمتر باشد ریخته شود می‌توان از رابطه زیر استفاده نمود:

$$V_r = \lambda\phi_c k\sqrt{\sigma f_c} + \phi_s P_v f_y \mathrm{Cos}\alpha_f \qquad (۱۲-۳۲)$$

در رابطه ۱۲-۳۲ ضرب k برای بتن‌های تازه مجاور یکدیگر برابر با ۰/۶۰ و برای بتن تازه در مجاورت بتن خشک برابر با ۰/۵۰ می‌باشد. همچنین مقدار جمله اول، $\lambda\phi_c k\sqrt{\sigma f_c}$ نباید بیشتر از $0.25\phi_c\sqrt{f_c}$ و یا $7\phi_c$ بر حسب مگاپاسکال منظور شود. مقادیر σ و P_v از روابط زیر محاسبه می‌شوند:

$$\sigma = P_v f_y \mathrm{Sin}\alpha_f + \frac{N}{A_g} \qquad (۱۲-۳۳)$$

$$P_v = \frac{A_{vf}}{A_{cv}} \qquad (۱۲-۳۴)$$

در روابط ۱۲-۳۳ و ۱۲-۳۴ مقدار N عبارت از تلاش محوری دائمی عمود بر صفحه برش بوده و برای مقادیر فشاری با علامت مثبت منظور می‌گردد. A_{cv} عبارت از سطحی از عضو است که در برش اصطکاکی موثر فرض شده است. A_g سطح مقطع کل عضو می‌باشد.

۱۲-۱۳-۳ ضوابط طراحی برش اصطکاکی

۱۲-۱۳-۳-۲ در صورتی که در عضو و در سطح ترک، تلاش کششی وجود داشته باشد، باید از میلگردهای اضافی بر میلگردهای دوخت، برای تحمل تلاش کششی موجود استفاده شود. تلاش کششی ممکن است با توجه به قیدهای موجود در سازه در اثر تغییرات درجه حرارت، خزش، و یا انقباض ایجادگردد. اینگونه تلاش‌های کششی

باعث گسیختگی مخصوصا" در محل تکیه‌گاه تیرها می‌شوند. در صورتی که در صفحه ترک خورده برشی یک لنگر خمشی اثر نماید، مجموعه تنش‌های کششی و فشاری ایجاد شده در اثر این لنگر با یکدیگر در حال تعادل بوده و بر مقدار نیروی فشاری عمل کننده بر سطح ترک، $\phi_s A_{vr} f_y$ تاثیری نداشته و مقاومت برش اصطکاکی مقطع ترک را تغییر نمی‌دهد. بنابراین نیازی به افزودن میلگرد برای تحمل کشش ناشی از خمش در جهت عمود بر صفحه ترک نیست مگر آنکه مقادیر میلگردهای کششی برای تحمل خمش از مقادیر میلگردهای دوخت برای انتقال برش بیشتر باشد. در چنین حالتی ضروری است که مقدار میلگردهای دوخت به مقدار میلگردهای لازم برای تحمل تنش‌های کششی در اثر خمش افزایش داده شوند. این مطلب بوسیله آزمایش نیز تائید گردیده است.

۱۲-۱۳-۳-۳ در صورتی که در عضو و در سطح ترک، تلاش فشاری وجود داشته باشد، مقاومت برش اصطکاکی تابعی از مجموع نیروی فشاری حاصل از میلگردهای دوخت، $\phi_s A_{vr} f_y$ و تلاش فشاری می‌باشد. بنابراین می‌توان از وجود تلاش فشاری برای کاهش مقدار میلگردهای دوخت استفاده نمود به شرطی که اطمینان حاصل شود تلاش فشاری در مقطع مورد نظر دائمی بوده و مقدار آن کاهش نمی‌یابد. در حالت وجود تلاش فشاری، روابط (۱۲-۲۱) و (۱۲-۲۲) آیین‌نامه به ترتیب مطابق زیر تغییر می‌کنند :

$$V_r = \phi_s A_{vr} f_y (\mu \mathrm{Sin}\alpha_f + \mathrm{Cos}\alpha_f) + N_u \qquad (۱۲-۳۵)$$

$$V_r = \phi_s A_{vf} f_y + N_u \qquad (۱۲-۳۶)$$

در روابط فوق، N_u، تلاش فشاری موثر بر مقطع ترک خورده بوده و علامت آن مثبت منظور می‌گردد.

۱۲-۱۳-۳-۴ در صورتیکه بر روی صفحه برش لنگر خمشی اثر ننماید، میلگردهای برش اصطکاکی (دوخت)را باید بمنظور به حداقل رساندن عرض ترکها در فواصل یکنواخت در سرتاسر صفحه برش توزیع نمود. در صورتیکه بر روی صفحه برش، لنگر خمشی اثر نماید بهتر است میلگردهای برش اصطکاکی را در قسمتی که تحت کشش ناشی از خمش وارده می‌باشد توزیع نمود. همچنین بدلیل ایجاد کشش تا حد تسلیم در میلگردهای برش اصطکاکی، ضروری است این میلگردها در هر دو طرف سطح ترک دارای مهار کششی کافی در داخل بتن باشند. برای این مهار می‌توان از ادوات مکانیکی نیز استفاده نمود. مهاری میلگردهای برش اصطکاکی باید با میلگردهای اصلی عضو درگیر باشد، در غیر اینصورت ممکن است ترکهای احتمالی بین میلگردهای برش اصطکاکی و بدنه عضو بتنی ایجاد گردد. این ضابطه بخصوص برای گل میخهائی که قطعات بتن پیش‌ساخته و بتن درجا ریخته شده را به یکدیگر وصل می‌کنند کاربرد دارد.

۱۲-۱۳-۳-۵ در صورتی که سطح بتن خشک موجود، مضرس نبوده و عمق زائده‌ها از ۵ میلیمتر کمتر باشد می‌توان با استفاده از چکشهای مخصوص سطح بتن را مضرس و قبل از بتن‌ریزی جدید کاملا تمیز نمود. در درزهای ساختمانی قبل از اتمام مرحله

اجرائی باید با ابزارهای مخصوص در سرتاسر سطح تماس بتن با بتن‌ریزی جدید، شیارهائی به عمق حداقل ۵ میلیمتر ایجاد گردد.

۱۲-۱۳-۳-۶ بمنظور ایجاد درگیری کافی بین بتن و نیمرخ های فولادی، ضروری است که نیمرخ های فولادی فاقد هرگونه رنگ‌آمیزی و زنگ‌زدگی بوده و تمیز باشند.

❑ ۱۲-۱۴ ضوابط ویژه برای اعضای خمشی با ارتفاع زیاد (تیرتیغه‌ها)

۱۲-۱۴-۱ گستره

براساس ضوابط این بند تیرتیغه به اعضای خمشی گفته می‌شود که نسبت دهانه آزاد به ارتفاع موثر آنها کوچکتر از ۵ باشد. ارتفاع مقطع در صفحه بارهای وارده اندازه‌گیری می‌شود. شرط کاربری ضوابط این بند آنست که بار وارده بر تیر تیغه و عکس‌العمل‌های تکیه‌گاههای آن در دو وجه مقابل یکدیگر قرار داشته باشند. برای مثال در صورتی که تیر در رویه فوقانی تحت تاثیر بارهای وارده قرار گرفته و رویه تحتانی آن بر روی تعدادی تکیه‌گاه متکی باشد ضوابط این بند قابلیت کاربری دارند. در صورتی که بارهای وارده به تیر از طریق رویه‌های جانبی و یا تحتانی تیرتیغه به آن وارد شوند نباید از ضوابط این بند استفاده نمود و برای طراحی این قبیل اجزا باید از ضوابط طراحی تیرهای معمولی استفاده کرد.

در تیرتیغه‌ها باید آرماتورهای طولی کششی تا تکیه‌گاه‌ها ادامه یافته و در آنجا بوسیله طول مهاری، قلاب، جوشکاری، و یا وسائل مکانیکی به نحو مقتضی مهار شوند. استفاده از میلگردهای بصورت خرپا در تیرتیغه‌ها توصیه نمی‌شود.

۱۲-۱۴-۲ حالت حدی نهائی مقاومت در برش

۱۲-۱۴-۲-۱ در تیرتیغه‌ها نیز مانند سایر اجزای سازه‌ای، مقاومت نهائی مقطع در برش، V_t، برابر است با مجموع مقاومت نهائی سهم بتن در برش و مقاومت نهائی سهم میلگردهای برشی.

۱۲-۱۴-۲-۲ کنترل مقاومت برشی در تیر تیغه‌ها فقط در مقطع بحرانی عضو انجام می‌گیرد و میلگردهای برشی مورد نیاز در این مقطع در سرتاسر طول دهانه تیرتیغه قرار داده می‌شوند.

۱۲-۱۴-۲-۳ برخلاف تیرهای معمولی، مقطع بحرانی در تیرتیغه‌ها باید در فاصله‌ای کوچکتر از d از برتکیه‌گاه منظور شود. در صورتیکه در تیرتیغه‌ها علاوه بر بارهای گسترده، بار متمرکزی نیز در فاصله a از بر تکیه‌گاه (کوچکتر از d) عمل نماید، مقطع بحرانی بصورت محافظه‌کارانه در فاصله $0.5a$ از برتکیه‌گاه منظور می‌شود.

در صورتیکه تیرتیغه تحت بارهای گسترده یکنواخت قرار داشته و بصورت ممتد باشد، معمولا مقدار لنگر خمشی نهائی وارده در فاصله $0.15\ell_n$ از تکیه‌گاه به صفر نزدیک می‌شود (نقطه عطف) و در نتیجه مقدار $\frac{V_u d}{M_u}$ در رابطه ۱۲-۲۴ آیین‌نامه بسیار زیاد می‌شود. بهمین دلیل منطقی است که در تیرتیغه‌های ممتد تمامی ضوابط طراحی تیرهای معمولی را رعایت نمود و صرفا بجای منظور نمودن مقطعی به فاصله d از بر تکیه‌گاه بعنوان مقطع بحرانی، ضوابط این بند را برای مقطع بحرانی منظور نمود.

۱۲-۱۴-۲-۴ نیروی برشی مقاوم نهائی سهم بتن، V_c، در تیرتیغه‌ها را می‌توان بمنظور سهولت در محاسبات مشابه تیرها محاسبه نمود. در صورتیکه محاسبه دقیقتر این نیرو مورد نظر باشد، می‌توان از رابطه ۱۲-۲۴ آیین‌نامه استفاده نمود.

با کاهش نسبت دهانه به ارتفاع یک تیر بدون میلگردهای جان، مقاومت برشی آن از برش متناظر با تشکیل ترک خوردگی در اثر کشش قطری بیشتر می‌گردد. در رابطه ۱۲-۲۴ آیین‌نامه فرض شده است که برش متناظر با تشکیل ترک خوردگی در اثر کشش قطری در همان مقدار مقاومت برشی متناظر با تیرهای معمولی اتفاق می‌افتد، لیکن مقاومت برشی سهم بتن بیشتر از برش متناظر با تشکیل ترک‌خوردگی در اثر کشش قطری می‌باشد.

باید توجه داشت که برش بیشتر از برش متناظر با تشکیل ترک‌خوردگی در اثر کشش قطری ممکن است باعث ایجاد ترکهائی شود که از نظر پایائی و زیبائی وجود آنها مطلوب نبوده و بمنظور جلوگیری از ایجاد این ترکها باید از آرماتورهای برشی استفاده شود.

۱۲-۱۴-۲-۵ چون شیب ترکهای قطری ممکن است بیش از ۴۵ درجه باشد به هر دو گروه آرماتورهای برشی افقی و قائم در تیرتیغه‌ها نیاز است. این مسئله در رابطه ۱۲-۲۵ آیین‌نامه منعکس بوده و می‌توان به دلخواه از ترکیبات مختلف آرماتورهای برشی افقی و قائم برای تعیین V_s مورد نیاز استفاده نمود، مشروط بر آنکه ضوابط حداقل و حداکثر برای مقدار و فاصله این آرماتورها در تیرتیغه رعایت شده باشند.

برای عملکرد صحیح آرماتورهای برشی باید به مهار شدن صحیح این آرماتورها توجه ویژه مبذول داشت. آرماتورهای برشی افقی در تیرتیغه‌ها باید در سرتاسر طول دهانه و تا روی تکیه‌گاه‌ها ادامه یافته و مانند آرماتورهای کششی در تکیه‌گاهها مهار شوند.

۱۲-۱۴-۲-۶ بمنظور محدود نمودن مقادیر آرماتورهای برشی، مقاومت برشی نهائی مقطع، V_r ، به مضربی از مقاومت برشی سهم بتن مقطع محدود می‌گردد.

۱۲-۱۴-۳ محدودیتهای آرماتورهای برشی

این محدودیت‌ها برای آرماتورهای برشی قائم و افقی در تیرتیغه‌ها بدین منظور اعمال می‌شوند که در رابطه ۱۲-۲۵ آیین‌نامه از ترکیب نامناسب این آرماتورها بمنظور تامین مقاومت برشی سهم آرماتور جلوگیری شود.

❑ ۱۲-۱۵ ضوابط ویژه برای دستکها و شانه‌ها

۱۲-۱۵-۱ گستره

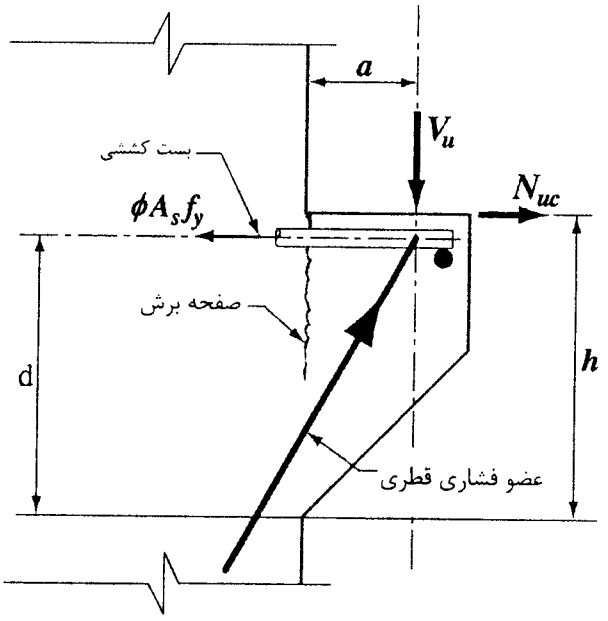
دستکها و شانه‌ها اجزای طره‌ای هستند که نسبت دهانه برشی به ارتفاع مؤثر آنها از یک بیشتر نبوده و بطورعمده مشابه خرپاهای ساده یا تیرهای عمیق عمل می‌نمایند تا اجزاء خمشی متعارفی که برای برش مطابق بند ۱۲-۳ محاسبه می‌شوند. با توجه به شکل ۱۲-۱۹ دستک‌نشان داده شده می‌تواند به یکی از طرق زیر گسیخته شود:

الف- گسیختگی برشی در سطح مشترک دستک و ستون

ب- به تسلیم رسیدن بست‌های کششی

پ- گسیختگی و متلاشی شدن عضو قطری فشاری

ت- گسیختگی موضعی در اثر لهیدگی در زیر صفحه انتقال بار

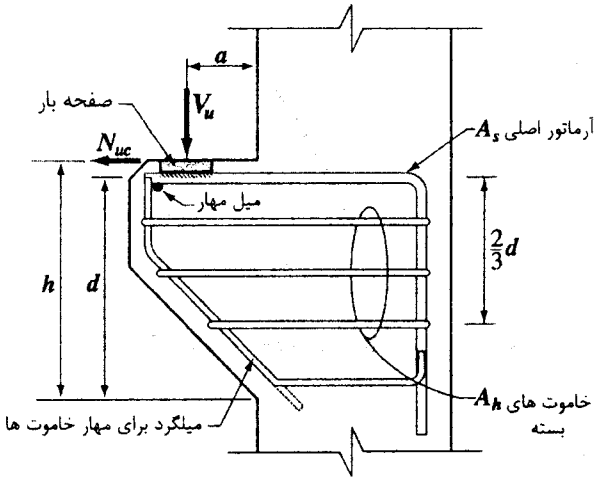


شکل ۱۲-۱۹- عملکرد سازه‌ای دستکها

محدود کردن نسبت $\frac{a}{d}$ به دو دلیل است. دلیل اول آنست که وقتی نسبت $\frac{a}{d}$ بیشتر از یک باشد، ترکهای کششی قطری دارای شیب کمتری بوده و استفاده از خاموتهای افقی به تنهائی مطابق بند ۱۲-۱۵-۳-۲ آیین‌نامه مناسب نیست.

دلیل دوم آنست که روش طراحی ارائه شده در این قسمت بر اساس نتایج آزمایشگاهی فقط برای موارد $\frac{a}{d}$ مساوی و یا کوچکتر از یک تائید شده است. تعیین حد فوقانی برای مقدار N_u نیز بدلیل آنست که این روش طراحی فقط برای مواردی مورد تائید آزمایشگاهی قرار گرفته است که مقدار N_u مساوی یا کوچکتر از V_u بوده است.

دلیل تعیین یک حداقل ارتفاع موثر در لبه خارجی سطح اتکا آنست که از گسیختگی زود هنگام در اثر ایجاد ترک کششی قطری از زیر سطح تحت تاثیر لهیدگی و ادامه یافتن آن تا سطح شیب‌دار دستک یا شانه اجتناب شود. در مواردی که این حداقل ارتفاع موثر رعایت نشده است، مواردی از گسیختگی در دستک‌ها مطابق آنچه ذکر گردید مشاهده گردیده‌اند. شکل ۱۲-۲۰ نحوه آرماتورگذاری و علائم استفاده شده در دستک‌ها را نشان می‌دهد.



شکل ۱۲-۲۰- جزئیات دستکها

۱۲-۱۵-۲-۱ تا ۱۲-۱۵-۲-۳ با توجه به اشکال ۱۲-۱۹ و ۱۲-۲۰ معمولا نیروهای نهائی وارده روی دستک شامل برش، V_u، و نیروی افقی، N_u، می‌باشد. در صورتی که نیروی N_u باعث ایجاد فشار در دستک شود، معمولا به آرماتور خاصی برای تحمل آن نیاز نیست. لیکن در صورت کششی بودن نیروی N_u، باید به آرماتورهای کششی در اثر خمش در مقطع افزوده شود. از آنجا که بطور معمول نمی‌توان مقدار نیروی

کششی، N_u، وارد بر دستک را با دقت کافی تعیین نمود، در آیین‌نامه مقدار حداقلی برای آن تعیین شده و ماهیت آن نیز بصورت بار زنده در نظر گرفته می شود.

برای تعیین لنگر نهائی M_u، ایجاد شده در دستک، لنگر نیروهای نهائی وارده، V_u و N_u، در مقطع حول محل تقاطع میلگرد کششی افقی در دستک و صفحه تماس دستک و ستون محاسبه می‌گردد، در اینصورت با توجه به شکل ۱۲-۱۹

$$M_u = V_u a + N_u (h - d) \qquad (۱۲-۳۷)$$

بدیهی است در صورتی که نیروی N_u فشاری باشد، مقدار M_u را بجای افزایش کاهش می‌دهد، لیکن توصیه می‌شود که در طراحی دستک‌ها N_u را همواره بصورت کششی و حداقل برابر $0.2V_u$ منظور نمود مگر آنکه تدابیر ویژه‌ای برای جلوگیری از ایجاد کشش بر روی دستک اتخاذ شده باشد.

برای محاسبه مقاومت‌ها در برش، کشش و خمش از ضوابط این فصل و فصل یازدهم و با توجه به بندهای ۱۲-۱۵-۲-۴ الی ۱۲-۱۵-۲-۶ استفاده می‌شود.

۱۲-۱۵-۲-۴ مقاومت مقطع در برش، V_r، باید بر اساس ضوابط بند ۱۲-۱۳ برش اصطکاکی محاسبه شود. در این حالت میلگردهای افقی لازم برای برش اصطکاکی، A_{vf}، شامل میلگردهای عمود بر فصل مشترک دستک و ستون می‌باشد. محدودیت‌های ذکر شده برای مقدار مقاومت برشی، V_r، در این بند، همان محدویت‌های ذکر شده در بند ۱۲-۱۳-۲-۶ در قسمت برش اصطکاکی می‌باشند.

۱۲-۱۵-۲-۵ برای تعیین مقاومت خمشی دستک، M_r، با استفاده از فرضیات و ضوابط فصل یازدهم، از مقاومت صفحه فصل مشترک دستک و ستون استفاده می‌شود. مقدار میلگرد منظور شده برای مقاومت خمشی، A_f نامیده می‌شود و این معمولا قسمتی از کل میلگردی است که بعنوان میلگرد کششی بصورت افقی در قسمت فوقانی دستک (مطابق شکل ۱۲-۲۰) منظور شده است. در صورتی که M_r در مقطع برابر با M_u منظور گردد، مقدار A_f با توجه به عرض و ارتفاع موثر دستک در فصل مشترک با ستون با استفاده از روابط خمش تیرهای بتن آرمه محاسبه می‌شود.

۱۲-۱۵-۲-۶ مقدار میلگردهای مقاوم لازم برای کشش، A_n، با استفاده از رابطه ۱۲-۲۹ آیین‌نامه و با فرض آنکه بتن هیچگونه کششی را تحمل نمی‌کند محاسبه می‌شود.

۱۲-۱۵-۳ ضوابط کلی طراحی

۱۲-۱۵-۳-۱ بر اساس آزمایشهای انجام شده، سطح مقطع کل میلگردهائی که فصل مشترک دستک و ستون را بصورت عمود بر مقطع قطع می‌نمایند. (مقدار $A_s + A_h$ با توجه به شکل ۱۲-۲۰) باید برابر با بیشترین دو مقدار زیر باشد:

الف- جمع مقدار A_{vf} که بر اساس بند ۱۲-۱۵-۲-۴ محاسبه می‌شود و مقدار A_n که بر اساس بند ۱۲-۱۵-۲-۶ محاسبه می‌گردد. $(A_{vf} + A_n)$

ب- جمع مقدار $1.5A_f$ که بر اساس بند ۱۲-۱۵-۲-۵ محاسبه می‌شود و مقدار A_n که بر اساس بند ۱۲-۱۵-۲- ۶ محاسبه می‌گردد. $(1.5A_f = A_n)$

در صورتی که مقدار حاصل از ضابطه (الف) بیشتر باشد، مقدار آرماتور اصلی کششی، A_s باید برابر باشد با :

$$A_s = \frac{2}{3}A_{vf} + A_n \qquad (۳۸-۱۲)$$

در این حالت $\frac{1}{3}A_{vf}$ باقیمانده باید بصورت خاموتهای بسته افقی موازی با A_s در ارتفاع $\frac{2}{3}d$ از سطح فوقانی دستک در مجاورت A_s توزیع شوند (مطابق شکل ۱۲-۲۰). مقدار $\frac{1}{3}A_{vf}$ برابر است با $\frac{1}{2}(A_s - A_n)$ در بند ۱۲-۱۵-۳-۲ آیین‌نامه در صورتی که بجای A_s مقدار $(\frac{2}{3}A_{vf} + A_n)$ جایگزین شود.

در صورتی که مقدار حاصل از ضابطه (ب) بیشتر باشد، مقدار آرماتور اصلی کششی، A_s باید برابر باشد با :

$$A_s = A_f + A_n \qquad (۳۹-۱۲)$$

در این حالت $\frac{1}{2}A_f$ باقیمانده باید بصورت خاموتهای بسته افقی موازی با A_s در ارتفاع $\frac{2}{3}d$ از سطح فوقانی دستک در مجاورت A_s (مطابق شکل ۱۲-۲۰) توزیع شوند. مقدار $\frac{1}{2}A_f$ برابر است با $\frac{1}{2}(A_s - A_n)$ در بند ۱۲-۱۵-۳-۲ آیین‌نامه در صورتی که بجای A_s مقدار $A_f + A_n$ جایگزین شود.

۱۲-۱۵-۳-۲ استفاده از خاموتهای بسته به موازات میلگردهای اصلی کششی، A_s، بمنظور جلوگیری از گسیختگی زودهنگام دستک یا شانه در کشش قطری می‌باشد.

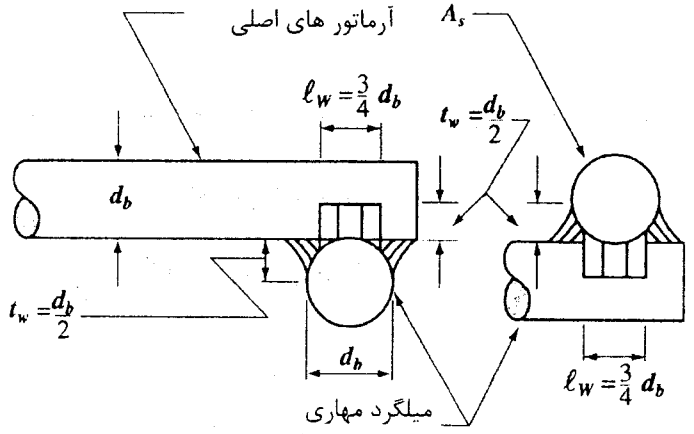
مطابق توضیح بند ۱۲-۱۵-۳-۱ مقدار سطح مقطع خاموتهای بسته برابر $A_h = 0.5(A_s - A_n)$ خواهد بود.

۱۲-۱۵-۳-۳ بمنظور جلوگیری از احتمال گسیختگی ناگهانی در اثر ترک‌خوردگی دستک و یا شانه تحت تاثیر لنگر خمشی، M_u، و نیروی کششی، N_u، مقدار حداقلی برای آرماتور اصلی کششی، A_s، در نظر گرفته می‌شود که درصد آن در این بند تعیین شده است.

۱۲-۱۵-۳-۴ از آنجا که مولفه افقی عضو فشاری قطری در محل وارد شدن بار قائم، به میلگردهای اصلی منتقل می‌شود، تنش در میلگردهای اصلی کششی از وجه قائم دستک تا محل وارد شدن نیروهای خارجی یکسان است. بنابراین میلگردهای کششی اصلی باید در دو انتهای خود، یعنی در نزدیکی وجه قائم دستک و همچنین در داخل ستون طوری مهار شوند که امکان ایجاد تنش حد تسلیم در آنها در بر صفحه انتقال بار قائم بوجود آید.

مهار مناسب در انتهای آرماتورهای اصلی کششی در ستون باید با توجه به ضوابط فصل ۱۸ انجام شود. در انتهای دیگر آرماتورهای کششی اصلی و در مجاورت وجه قائم دستک، مهار مناسب را می‌توان از طریق خم کردن میلگردها در صفحه افقی بصورت یک حلقه، و یا بوسیله قرار دادن یک میلگرد عرضی هم قطر با میلگردهای اصلی کششی و جوش دادن آنها به یکدیگر و یا با جوش دادن انتهای میلگردهای اصلی کششی به یک نبشی با ابعاد مناسب که در وجه قائم دستک قرار داده می‌شود تامین

نمود. در صورت استفاده از میلگرد عرضی هم قطر با میلگردهای اصلی کششی جزئیات جوشکاری مطابق شکل ۱۲-۲۱ توصیه می‌شود.



شکل ۱۲-۲۱- جزئیات جوش مهارها

۱۲-۱۵-۳-۵ محدودیت‌های داده شده برای موقعیت صفحه انتقال بار به دستک بمنظور حصول اطمینان از امکان به تسلیم رسیدن آرماتورهای اصلی کششی در نزدیکی محل بار خارجی وارده می‌باشد. در مواردی که دستک‌ها برای نیروهای افقی طراحی می‌شوند، صفحه انتقال بار باید به آرماتورهای اصلی کششی، A_s، جوش شود.

❑ ۱۲-۱۶ ضوابط ویژه برای دیوارها

۱۲-۱۶-۱ گستره

۱۲-۱۶-۱-۱ برش وارده در صفحه دیوارها بخصوص در دیوارهای برشی که نسبت ارتفاع به طول آنها کم است حائز اهمیت می‌باشد. در دیوارهایی که نسبت ارتفاع به

طول آنها زیاد بوده و دارای میلگردهای با فواصل منظم و یکنواخت می‌باشند بطورمعمول طراحی بوسیله خمش کنترل می‌گردد.

۱۲-۱۶-۱-۲ اینگونه دیوارها که شامل دیوارهای حائل و یا دیوارهای جداره منابع مایعات و یا مخازن می‌باشند، عملکردی مشابه دالها داشته و برای طراحی آنها در برش باید از ضوابط دالها در بند ۱۲-۱۷ آیین‌نامه استفاده شود.

۱۲-۱۶-۲ حالت حدی نهائی مقاومت در برش

۱۲-۱۶-۲-۱ در مقاطع افقی دیوارها برای طراحی در مقابل نیروی برشی در امتداد صفحه دیوار مانند سایر اجزای بتن آرمه، ظرفیت برشی مقطع، V_r ، باید بیشتر از مقدار برش اعمال شده در مقطع، V_u ، باشد. ظرفیت برشی مقطع نیز از مجموع مقادیر نیروی برشی مقاوم نهائی بتن، V_c ، و نیروی برشی مقاوم نهائی آرماتورها، V_s ، محاسبه می‌گردد.

۱۲-۱۶-۲-۲ نیروی برشی مقاوم نهائی بتن در دیوارها از حاصلضرب سطح مقطع موثر دیوار، $b_w d$ ، در مقاومت برشی نهائی متوسط بتن، v_c ، محاسبه می‌گردد. برای تعیین v_c در مواردی که دیوار تحت تاثیر بارهای محوری فشاری است می‌توان بصورت محافظه‌کارانه از آثار بارهای محوری در افزایش مقدار v_c صرفنظر و مقدار v_c را برابر با $0.2\phi_c\sqrt{f_c}$ منظور نمود. در صورتی که بار محوری در مقطع مورد نظر از نوع کششی باشد، وجود این بار باعث کاهش ظرفیت برش مقاوم بتن گردیده و بنابراین

باید مقدار کاهش یافته این مقاومت، بر اساس رابطه ۱۲-۹ آیین‌نامه محاسبه گردد. در صورتی که نیاز به تعیین دقیقتر نیروی مقاوم برشی نهائی بتن، V_c ، باشد می‌توان از روابط بند ۱۲-۱۶-۲-۳ آیین‌نامه استفاده نمود.

ارتفاع موثر مقطع افقی، d، در دیوارهایی که داری میلگردهای قائم با فواصل مساوی می‌باشند را می‌توان برابر با 0.80 طول دیوار فرض نمود. در صورتیکه دیوار دارای میلگردهای قائم متمرکز در دو انتها باشد، مقدار d در مقطع افقی دیوار را می‌توان برابر با فاصله دورترین تارهای فشاری تا مرکز ثقل میلگردهای متمرکز در انتهای مقابل منظور نمود.

۱۲-۱۶-۲-۳ روابط ۱۲-۳۰ و ۱۲-۳۱ آیین‌نامه را می‌توان برای تعیین مقاومت هر مقطع در دیوار برشی به هنگام تشکیل ترکهای مایل به‌کار برد. رابطه ۱۲-۳۰ متناظر با تشکیل تنش اصلی معادل حدود $2v_c$ در مرکز ثقل سطح مقطع دیوار برشی می‌باشد. رابطه ۱۲-۳۱ تقریبا متناظر با تشکیل تنش‌های کششی در اثر خمش برابر با $3v_c$ در مقطعی به فاصله $\frac{\ell_w}{2}$ بالاتر از مقطع تحت بررسی است. با کاهش مقدار $\frac{M_u}{V_u}-\frac{\ell_w}{2}$ رابطه ۱۲-۳۰ حاکم می‌گردد. در مواردی که $\frac{M_u}{V_u}-\frac{\ell_w}{2}$ منفی باشد باید از رابطه ۱۲-۳۰ استفاده نمود.

۱۲-۱۶-۲-۴ بر اساس این بند برای تعیین مقدار برش سهم بتن، V_c ، در همه دیوارها، لازم نیست در فاصله‌ای کمتر از کوچکترین دو مقدار $\frac{\ell_w}{2}$ و $\frac{h_w}{2}$ از پایه

دیوار محاسبه گردد. به عبارت دیگر، پس از محاسبه تلاش‌های داخلی، N_u، M_u، V_u، در فاصله کوچکترین دو مقدار $\frac{\ell_w}{2}$ و $\frac{h_w}{2}$ از پایه، مقادیر V_c از دو رابطه ۱۲-۳۰ و ۱۲-۳۱ محاسبه گردیده و کوچکترین آنها بعنوان مقدار برش سهم بتن منظور می‌گردد.

۱۲-۱۶-۲-۵ رابطه ۱۲-۳۲ سهمی از مقاومت برشی دیوار را که بوسیله میلگردهای افقی تامین می‌شود نشان می‌دهد. در کلیه دیوارهای برشی به آرماتورهای افقی و قائم نیاز است. حداقل مقادیر آرماتورهای قائم در بند ۱۲-۱۶-۴-۲ آیین‌نامه تعیین شده است. نتایج آزمایش در دیوارهای کوتاه نشان می‌دهد که در این دیوارها، آرماتورهای قائم از آرماتورهای افقی موثرتر هستند. با توجه به رابطه ۱۲-۳۳ ، در صورتی که نسبت ارتفاع به طول دیوار، $\frac{h_w}{\ell_w}$ در حدود $\frac{1}{2}$ باشد، مقادیر میلگردهای برشی افقی و قائم با یکدیگر مساوی می‌باشند. در صورتی که مقدار $\frac{h_w}{\ell_w}$ برابر با ۲/۵ باشد، درصد آرماتورهای افقی مورد نیاز برابر با ۰/۲۵ می‌باشد. بنابراین با افزایش نسبت $\frac{h_w}{\ell_w}$ از تاثیر آرماتورهای قائم کاسته می‌شود.

۱۲-۱۶-۲-۶ بمنظور محدود کردن مقدار میلگردهای برشی در دیوارهای برشی، محدودیت این بند در آیین‌نامه مقرر شده است. در صورتی که نیاز به تامین مقاومت برشی نهائی، V_r بیشتر از $5v_c$ hd باشد، لازم است ضخامت دیوار (و یا طول آن)

افزایش یابد تا سهمی از مقاومت برشی مقطع که بوسیله بتن تامین می‌شود، V_c، افزایش یابد.

۱۲-۱۶-۳ ضوابط کلی طراحی

۱۲-۱۶-۳-۱ در صورتی که برش نهائی در دیوار از نصف مقاومت نهائی برشی سهم بتن کمتر باشد، هر چند بطور نظری به میلگردهای برشی نیازی نیست ولی آیین‌نامه استفاده از میلگردهای افقی و قائم حداقل مطابق ضوابط بندهای ۱۲-۱۶-۴-۱ و ۱۲-۱۶-۴-۲ و یا ضوابط حداقل آرماتور در فصل دیوارها را الزامی می‌نماید. در صورتی که برش نهائی در دیوار از نصف مقاومت نهائی برشی سهم بتن، $\frac{1}{2}V_c$، بیشتر و از مقاومت نهائی برشی سهم بتن، V_c، کمتر باشد، باید تنها محدودیت‌های بندهای ۱۲-۱۶-۴-۱ و ۱۲-۱۶-۴-۲ را رعایت نمود. در صورتی که برش نهائی در دیوار از مقاومت نهائی برشی سهم بتن، V_c، بیشتر باشد، باید مقدار برش مقاوم نهائی سهم میلگردها را از ضوابط بند ۱۲-۱۶-۲-۵ آیین‌نامه محاسبه و ضوابط حداقل آرماتورهای برشی افقی و قائم را براساس بند ۱۲-۱۶-۴ رعایت نمود.

۱۲-۱۶-۳-۲ در صورتیکه میلگردهای قائم در سراسر طول دیوار با فواصل یکنواخت از یکدیگر قرار گرفته باشند، طول موثر دیوار، d، را می‌توان برای سهولت در محاسبات برابر با $0.80\ell_w$ منظور نمود. روش دقیقتر تعیین d آنست که پس از تعیین محور خنثی در مقطع افقی دیوار، و با توجه به سازگاری تغییر شکلهای نسبی در مقطع،

مرکز ثقل نیروهای کششی قابل تحمل بوسیله آرماتورها در مقطع را تعیین نموده و فاصله این مرکز ثقل تا تارهای فشاری انتهای دیگر دیوار بعنوان طول موثر دیوار تعیین گردد.

۱۲-۱۶-۳-۳ یکی از دلائل گسیختگی در بسیاری از دیوارهای برشی، گسیختگی در محل درزهای اجرائی و قطع بتن‌ریزی می‌باشد. بنابراین طراح باید محل درزهای اجرائی و قطع بتن‌ریزی دیوارها را تعیین و کفایت میلگردهای موجود در محل درزها را کنترل نماید و در صورت نیاز از تدابیر ویژه خاص مطابق ضوابط بند ۱۲-۱۳ آیین‌نامه برای تامین پیوستگی دیوار استفاده کند.

۱۲-۱۶-۴ محدودیت‌های آرماتور

درصدهای حداقل و حداکثر آرماتورهای برشی افقی و قائم در مقطع دیوارها باید مطابق ضوابط این بند و باتوجه به فاصله حداکثر میلگردها برای آرماتورهای افقی و قائم رعایت شوند.

☐ ۱۲-۱۷ ضوابط ویژه برای دالها و شالوده‌ها

۱۲-۱۷-۱ گستره

ضوابط این قسمت بطورعمده برای کنترل برش در دالهائی است که تحت تاثیر بار یا عکس‌العمل عمده‌ای که در سطح محدودی بر دال وارد می‌شوند ارائه شده‌اند. در صورتی که بارهای متمرکز از طریق دیوارها یا تیرهائی به دال منتقل شوند و یا

بالعکس، در این حالت نیازی به کنترل ضوابط این بند نبوده و کنترل برش در دال باید مشابه برش در تیرهای موازی با یکدیگر انجام گردد.

۱۲-۱۷-۲ حالت حدی نهائی مقاومت در برش

۱۲-۱۷-۲-۱ در عمل باید بین شالوده‌ها و دالهای با بعد زیاد در یک جهت و بعد کم در جهت دیگر که از لحاظ نیروهای برشی مشابه یک تیر عمل می‌نمایند با شالوده‌ها و دالهائی که دارای رفتار دو طرفه بوده و گسیختگی برشی در آنها می‌تواند از طریق سوراخ شدگی بصورت هرمی در اطراف بار یا تکیه‌گاه متمرکز اتفاق افتد، تفکیک قائل شد.

در صورت عملکرد بصورت تیر (رفتار یک طرفه)، مقطع بحرانی از نظر کنترل برش در فاصله ارتفاع موثر، d، از لبه اثر بار متمرکز و یا در فاصله d از محل تغییر ضخامت در دال یا شالوده واقع شده است. در این حالت کل عرض دال موثر بوده و باید مجموع نیروهای برشی نهائی، V_u ، در عرض کل دال در مقطع بحرانی از مقاومت برشی دال در این مقطع کمتر باشد. در صورت عملکرد دوطرفه، که در آن خمش در دو امتداد متعامد در دال اتفاق می‌افتد، مقطع بحرانی در برش با توجه به لبه قسمتی که تحت بار متمرکز (یا تکیه‌گاه) قرار گرفته است تعیین می‌گردد. ترک‌خوردگی در مقطع بحرانی از لبه تکیه‌گاه شروع شده و بصورت مورب ضخامت دال را تا وجه مقابل طی می‌کند. تنش برشی در این مقطع بحرانی تابعی از $\sqrt{f_c}$ و همچنین نسبت بعد ستون (یا قسمت تحت بار متمرکز) به ارتفاع موثر دال می‌باشد.

بمنظور سهولت در محاسبات، و با توجه به وضعیت ترک‌خوردگی اشاره شده، مقطع بحرانی بطورمعمول در محیط یک چند ضلعی فرض می‌شود که اضلاع آن در فاصله $\frac{d}{2}$ از محیط تکیه‌گاه (یا قسمت تحت بار متمرکز) قرار دارند. در چنین حالتی، مقاومت برشی دال مستقل از نسبت بعد ستون به ارتفاع موثر دال می‌باشد. بنابراین، در صورتیکه تکیه‌گاه، از یک ستون با مقطع مستطیل تشکیل شده باشد، مقطع بحرانی نیز مستطیلی خواهد بود که هر بعد آن به اندازه d ($\frac{d}{2}$ از هر طرف) از بعد ستون بزرگتر است.

در دالها یا شالوده‌های با ضخامت ثابت، کافی است کنترل برش دوطرفه فقط در یک مقطع بحرانی انجام شود. در دالها یا شالوده‌های با ضخامت متغیر لازم است که کنترل برش علاوه بر مقطع بحرانی اطراف تکیه‌گاه و یا بار متمرکز، در مقاطع تغییر ضخامت دال (مثلا" در فواصل $\frac{d}{2}$ از لبه دال‌های سرستون) نیز انجام شود. در صورتی که تغییر ضخامت دال بصورت تدریجی انجام شود (برای مثال در شالوده‌های با رویه شیب‌دار)، مقاطع بحرانی باید از طریق سعی و خطا به‌دست آیند. در ستونهای لبه و یا گوشه در محل تقاطع با دالها یا شالوده‌ها، مقطع بحرانی ممکن است شامل فقط دو و یا سه وجه موازی با ستون (بجای چهار وجه) باشد.

۱۲-۱۷-۲-۲ در صورتی که کنترل برش در دالها و شالوده‌های با عملکرد یک طرفه مورد نظر باشد، این کنترل با فرض اینکه دال مانند یک تیر با عرضی برابر با عرض مقطع بحرانی در برش و ارتفاعی برابر با ارتفاع دال یا شالوده می‌باشد و با استفاده از

ضوابط کنترل برش در تیرها (بندهای ۱۲-۲ الی ۱۲-۶) انجام می‌گیرد و نیاز به کنترل دیگری نیست.

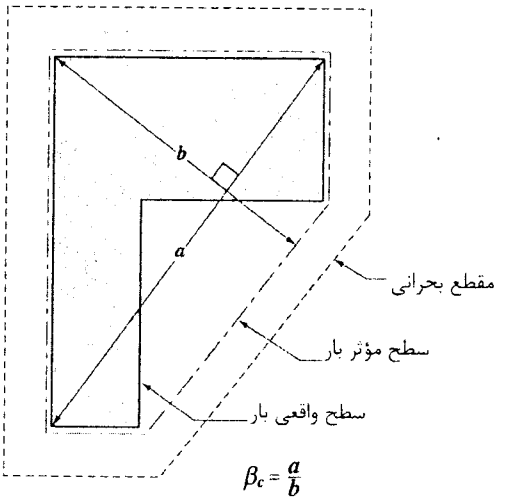
۱۲-۱۷-۲-۳ در مواردی که کنترل برش در دالها و شالوده‌های با عملکرد دو طرفه انجام می‌گیرد، مقدار برش نهایی خالص، V_u، بر روی محیط (مقطع) بحرانی، از تعادل استاتیکی تمامی نیروها و عکس‌العمل‌های عمل‌کننده در سطح محصور با مقطع بحرانی محاسبه می‌گردد.

برای تعیین نیروی برشی نهائی مقاوم، V_r، می‌توان از بتن به تنهائی و یا از بتن همراه با آرماتورهای برشی و یا اجزای برشگیر فولادی مناسب استفاده نمود ، در این حالت V_r مجموع مقاومت‌های برشی نهائی سهم بتن و آرماتورهای برشی و یا اجزای برشگیر فولادی می‌باشد.

۱۲-۱۷-۲-۴ در صورتی که در دال یا شالوده برای مقاومت در برابر برش تنها از بتن استفاده شود، روابط داده شده در این بند مقاومت برشی نهائی بتن، V_c، را در این حالت تعیین می‌کند. در این روابط در هر حال برای ستونهای با مقطع مربع شکل، حداکثر تنش برشی نهائی وارده بر اساس رابطه ۱۲-۳۶ به $2V_c$ محدوده شده است. آزمایش نشان داده است که در مواردی که نسبت طول به عرض مقطع ستون یا سطح بارگذاری شده از ۲ بیشتر باشد، مقدار $2V_c$ غیرمحافظه‌کارانه و در جهت عدم اطمینان است. در چنین مواردی تنش‌های برشی اندازه‌گیری شده در هنگام گسیختگی برشی موضعی در مجاورت گوشه ستونها ویا سطح بارگذاری شده حداکثر در حدود $2V_c$، و

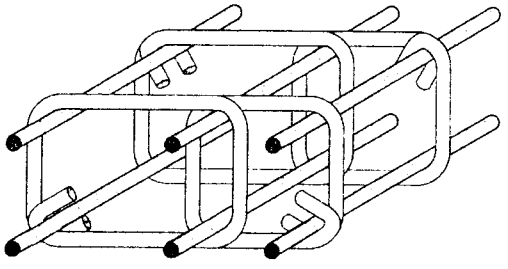
در قسمت میانی وجه طولانی‌تر ستون یا سطح بارگذاری شده در حدود V_c و یا حتی کمتر از آن می‌باشد. همچنین آزمایش‌های دیگر نشان داده است که مقدار V_c با افزایش نسبت $\frac{b_o}{d}$ کاهش می‌یابد. با توجه به دو مورد فوق روابط ۱۲-۳۴ و ۱۲-۳۵ به ترتیب ارائه شده‌اند تا ارزیابی واقعی‌تری را از عملکرد دو طرفه دالها در برش ارائه دهند. منظور از ستونهای میانی، ستونهایی است که مقطع بحرانی دالها در آنها در هر چهارطرف ستون موجود است. برای ستونهای کناری، مقطع بحرانی در سه طرف، و برای ستونهای گوشه مقطع بحرانی فقط در دو طرف وجود دارد. در صورتی که در ستونهای کناری و یا گوشه، دالها یا شالوده‌ها بصورت طره‌ای عمل کنند به نحوی که هر طرف حداقل باندازه ضخامت دال از وجه ستون بیرون‌تر واقع شده باشد، در اینصورت مقطع بحرانی در هر چهار طرف وجود داشته و ستون را می‌توان ستون میانی منظور نمود. ($\alpha_s = 20$).

در صورتیکه شکل مقطع ستون یا سطح بارگذاری شده بصورت مستطیلی نباشد ضریب β_c برابر با نسبت بزرگترین بعد کلی ستون یا سطح موثر بارگذاری شده به بزرگترین بعد عمود بر آن منظور می‌گردد. در شکل ۱۲-۲۲ نحوه محاسبه β_c برای یک ستون با مقطع L شکل نشان داده شده است. سطح موثر بارگذاری شده سطحی است که کل بار وارده در آن محدود شده و دارای کوچکترین محیط می‌باشد.



شکل ۱۲-۲۲- مقادیر β_c برای سطوح بارگیر غیرمستطیلی

۱۲-۱۷-۲-۵ آزمایش نشان داده است که از آرماتورهای برشی تشکیل شده از میلگرد و یا سیم می‌توان برای تقویت برش‌گیری دالها و یا شالوده‌ها استفاده نمود مشروط بر آنکه اینگونه آرماتورها دارای مهار کافی باشند. شکل ۱۲-۲۳ نمونه‌ای از آرماتورهای برشی دالها در آزمایش‌های انجام شده را نشان می‌دهد.



شکل ۱۲-۲۳- خاموت دالها

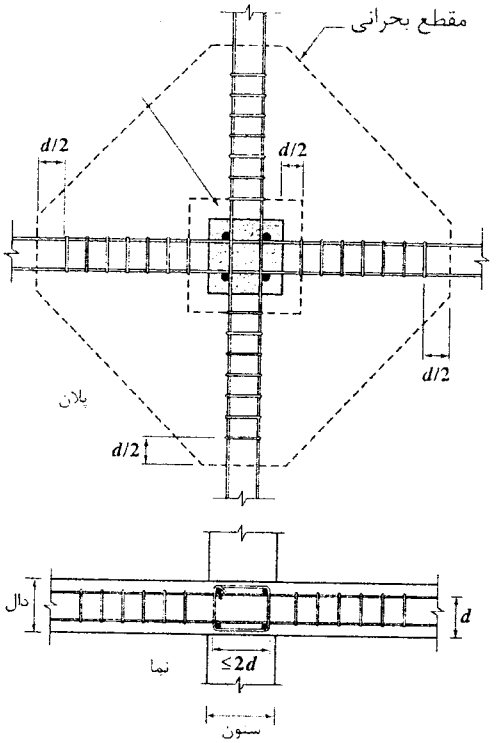
در عمل مهار کردن خاموتها در دالهای با ضخامت کمتر از ۲۵۰ میلیمتر مشکل است. در صورت نیاز به استفاده از آرماتورهای برشی بصورت خاموت در دالهای با ضخامت

کمتر از ۲۵۰ میلیمتر ضروری است تا این خاموتها بصورت بسته بوده و در هر گوشه خود یک میلگرد طولی را در بر گیرند. در برخی موارد از آرماتورهای برشی بصورت میلگردهای قائمی که در دو انتها با وسائل مکانیکی (ورق)، به نحوی مهار شده‌اند که آرماتورها توانائی رسیدن به حد تسلیم بدون گسیختگی مهاری را دارا باشند، استفاده می‌شود.

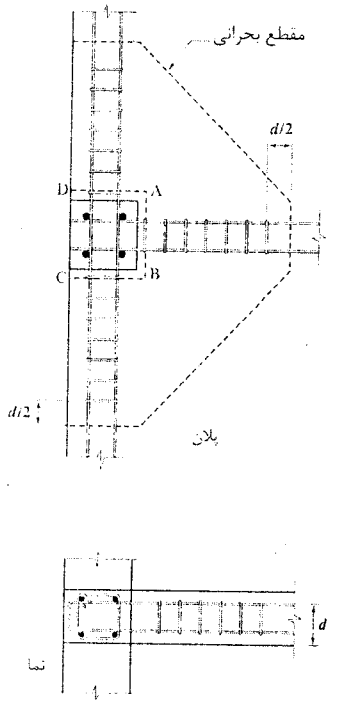
در مواردی که از آرماتورهای برشی در دال یا شالوده استفاده می‌شود، مقاومت نهائی سهم بتن، V_c، را می‌توان با استفاده از روابط ۱۲-۳ و ۱۲-۴ به‌دست آورد. مقاومت نهائی برشی سهم آرماتور، V_s، را نیز می‌توان با استفاده از روابط ۱۲-۱۰ الی ۱۲-۱۲ و با منظور نمودن مقررات بند ۱۲-۴ تعیین نمود. در اتصالات ستون به دال یا شالوده، در صورتی که لنگرهای کوچکی منتقل می‌شوند، آرماتورهای برشی را باید بصورت متقارن حول محور ثقل سطح بحرانی (مطابق شکل ۱۲-۲۴) قرار داد. در اتصالات ستونهای کناری به دال یا شالوده و یا در اتصالات ستونهای میانی در مواردی که لنگرهای قابل ملاحظه‌ای منتقل می‌شوند نیز باید سعی شود آرماتورهای برشی تا حد ممکن بصورت متقارن قرار داده شوند.

در شکل ۱۲-۲۵، که متوسط تنش‌های برشی در وجوه تکیه‌گاهی AD و BC کمتر از وجه AB می‌باشد، آرماتورهای برشی قرار داده شده در امتداد عمود بر وجوه AD و BC باعث تقویت مقطع بحرانی دال در برابر پیچش می‌گردند.

در صورت استفاده از آرماتورهای برشی، مقاومت برشی سهم آرماتورها نباید از $2V_c b_o d$ تجاوز نماید.



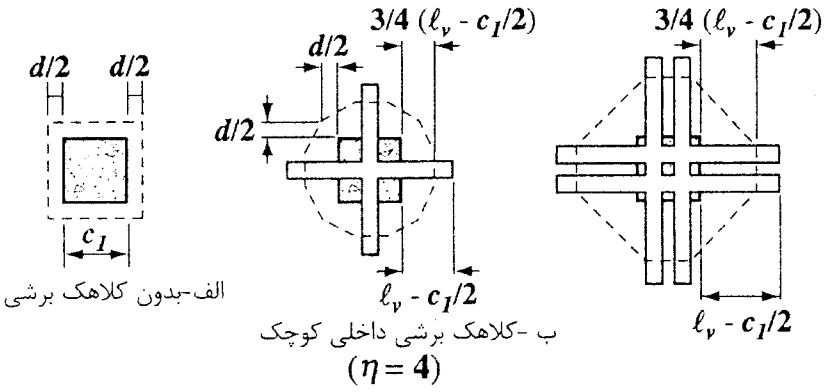
شکل ۱۲-۲۴- نحوه خاموت‌گذاری دال در منطقه ستون میانی



شکل ۱۲-۲۵- نحوه خاموت‌گذاری دال در منطقه ستون لبه

۱۲-۷-۲-۶ رابطه ۱۲-۳۹ برای دالهای با یا بدون کلاهک برشی داده شده است. در صورتی که دال بدون کلاهک برشی باشد، شکل ۱۲-۲۶-الف، مقطع بحرانی در عمل در فاصله $\frac{d}{2}$ بیرون از محیط ستون واقع شده و محاسبات برش سهم بتن از بند ۱۲-۱۷-۲-۴ مطابق رابطه ۱۲-۳۶ انجام می‌گردد. در صورت استفاده از کلاهک برشی، مقاطع بحرانی مورد نظر برای استفاده از رابطه ۱۲-۳۹ مطابق اشکال ۱۲-۲۶ ب تا ۱۲-۶ ث و بر اساس ضوابط بند ۱۲-۱۷-۲-۷ تعیین می‌شوند.

استفاده از رابطه ۱۲-۳۸ فقط در مواردی مجاز است که از کلاهک برشی در دال یا شالوده استفاده شده باشد. در این حالت مقطع موثر در برش مطابق بند ۱۲-۱۷-۲-۱-ب تعیین می‌گردد.



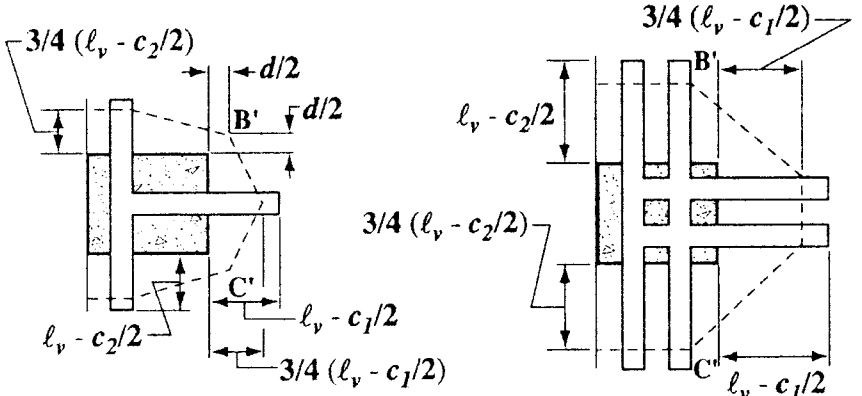
الف-بدون کلاهک برشی

ب -کلاهک برشی داخلی کوچک

$(\eta = 4)$

پ - کلاهک برشی داخلی بزرگ

$(\eta = 4)$



ت - کلاهک برشی لبه کوچک

$(\eta = 3)$

ث- کلاهک برشی لبه بزرگ

$(\eta = 3)$

شکل ۱۲-۲۶- موقعیت مقطع بحرانی

۱۲-۱۷-۲-۷ مقطع بحرانی برای استفاده در رابطه ۱۲-۳۹ برای دالهای با یا بدون کلاهک برشی، بر اساس ضوابط این بند در شکل ۱۲-۲۶ نشان داده شده‌اند.

۱۲-۱۷-۳ ضوابط و محدودیت‌های کلاهک‌های برشی

۱۲-۱۷-۳-۱ روش‌های طراحی کلاهک‌ها براساس آزمایشهای انجام شده روی کلاهک‌های برشی به اشکال I و یا ناودانی ارائه شده‌اند و فقط برای این دو نوع نیمرخ فولادی قابلیت کاربرد دارند. یک کلاهک برشی از دو نیمرخ (یا دو گروه نیمرخ موازی) مشابه که با جوش نفوذی کامل به یکدیگر بصورت متعامد متصل شده‌اند تشکیل شده است. بنابراین با توجه به موقعیت ستون و شکل دال یک کلاهک برشی می‌تواند دارای ۲، ۳ و یا ۴ بازو باشد. بازوهای کلاهک برشی وقتی موثر فرض می‌شوند که فاصله انتهای آنها تا محل تقاطع بازوها بیشتر از فاصله وجه ستون تا محل تقاطع بازوها باشد.

کلاهک‌های برشی علاوه بر افزایش مقاومت برشی دال یا شالوده در مقطع مورد نظر، ظرفیت خمشی دال را نیز افزایش می‌دهند. در طراحی تقویتی دالها یا شالوده‌ها بوسیله کلاهک‌های برشی در اتصالاتی که برش بارهای قائم را منتقل می‌کنند باید ضوابط زیر رعایت شود:

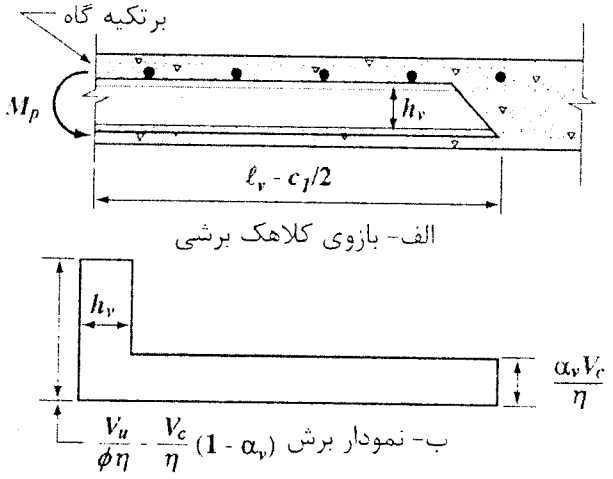
- ظرفیت خمشی حداقل کلاهک برشی باید باندازه‌ای باشد که ظرفیت برشی دال قبل از رسیدن به ظرفیت خمشی آن تامین شود.
- تنش برشی در دال در انتهای بازوهای کلاهک برشی باید به تنش‌های مجاز در دال بتن آرمه محدود باشد.
- در صورت تامین موارد یاد شده ، طراح می‌تواند از مقادیر آرماتورهای خمشی منفی دال به نسبت مقاومت خمشی تامین شده بوسیله کلاهک برشی کم کند. مقدار لنگر تامین شده بوسیله کلاهک در بند ۱۲-۱۷-۳-۵ تعیین شده است.

۱۲-۱۷-۳-۲ آزمایش نشان داده است که برش در قسمت عمده طول هر بازوی کلاهک برشی ثابت و یکنواخت است و سهم هر بازوی کلاهک برشی در تحمل برش کل وارده، با α_1، سختی نسبی خمشی بازوی کلاهک، نسبت به سختی خمشی مقطع بتنی اطراف آن، متناسب است. عرض موثر مقطع بتنی مجاور بازوی کلاهک برشی در محاسبه I_c در رابطه زیر برابر با $C_2 + d$ (در جهت عمود بر امتداد بازوی کلاهک برشی) می‌باشد.

$$\alpha_1 = \frac{E_s I_s}{E_c I_c} \qquad (۴۰-۱۲)$$

در رابطه فوق E_s و E_c بترتیب مدول الاستیسیته فولاد و بتن ترک خورده و I_s ممان اینرسی مقطع بازوی کلاهک برشی می‌باشد. I_c ممان‌اینرسی مقطع بتنی مجاور بازوی کلاهک با عرض $C_2 + d$ با فرض مقطع ترک خورده و معادل می‌باشد (فولادها، از جمله کلاهک برشی به سطح معادلی از بتن تبدیل می‌گردد). با توجه به ثابت بودن مقدار برش در هر بازو، در صورتیکه کل برش نهائی وارده به ستون برابر با V_u باشد، مقدار برش در هر بازو برای مجموعه بتن و کلاهک برابر با $\frac{V_u}{\eta}$ و سهم برش در هر بازو برابر با $\alpha_1 \frac{V_u}{\eta}$ است. آزمایش نشان داده است در صورتی که بار V_u آنقدر افزایش یابد که ایجاد ترک‌های قطری در اطراف ستون بنماید، برش‌های اضافه بر برش ایجاد کننده ترک قطری در بتن، V_c، عمدتا بوسیله کلاهک برشی تحمل می‌گردد و قسمت عمده این برش اضافی در فاصله وجه ستون تا h_1 از آن تامین می‌شود. مقدار برش در این فاصله ثابت بوده و با دقت قابل قبولی برابر با کل برش تحمل شده بوسیله هر بازو،

$\frac{V_u}{\eta}$ منهای برشی که بوسیله مقطع بتن ترک‌خورده تحمل می‌شود، یعنی $(1-\alpha_v)\frac{V_u}{\eta}$، می‌باشد. در اینصورت نمودار نیروهای برشی مطابق شکل ۱۲-۲۷-ب حاصل می‌گردد.



شکل ۱۲-۲۷- نمودار برش و خمش در بازوی کلاهک‌های برشی

برای کلاهک‌های برش‌گیر با ابعاد متداول، می‌توان مقدار V_c را تقریبا برابر با $\frac{V_u}{2}$ فرض نمود. در اینصورت با جایگزین کردن $\frac{V_u}{2}$ بجای V_c در دیاگرام نیروهای برشی، لنگر پلاستیک در بازوی کلاهک برشی، M_p، در بر ستون مطابق شکل ۱۲-۲۷-پ می‌باشد. مقدار M_p برابر با سطح زیر نمودار نیروهای برشی شکل ۱۲-۲۷-ب بوده و رابطه ۱۲-۴۰ آیین‌نامه بدینوسیله استخراج می‌گردد.

۱۲-۱۷-۳-۴ ضوابط این بند برای عملکرد مناسب کلاهک برشی ارائه شده‌اند. بالهای فشاری کلاهک باید نزدیک به ناحیه فشاری دال یا شالوده باشند تا با کمک یکدیگر

لنگرهای وارده را تحمل نمایند. بدین منظور حداکثر فاصله بالهای فشاری کلاهک از تارهای فشاری انتهائی برابر با $0.3d$ تعیین شده است.

محدود نمودن نسبت ارتفاع به ضخامت جان کلاهک، با توجه به ضوابط طراحی سازه‌های فولادی، برای موثر عمل نمودن جان در تحمل برش‌های وارده می‌باشد.

۱۲-۱۷-۳-۵ از ظرفیت خمشی کلاهک برشی می‌توان در جهت کاهش مقدار آرماتورهای خمشی نوار ستونی دالها استفاده نمود. لیکن در این موارد بر اساس توصیه آئین‌نامه، ظرفیت خمشی کلاهک برشی باید بصورت دست پائین (محافظه‌کارانه) و بر اساس رابطه ۱۲-۴۱ آیین‌نامه ارزیابی شود. رابطه ۱۲-۴۱ از شکل ۱۲-۲۷ به‌دست می‌آید و برای تخمین محافظه‌کارانه ظرفیت خمشی، مقدار برش در سرتاسر بازو (از انتهای بازو تا وجه ستون) بصورت ثابت و برابر با $\frac{\alpha_v V_c}{\eta}$ فرض می‌شود. محدودیت‌های ذکر شده در بندهای الف، ب و پ آیین‌نامه محافظه‌کارانه می‌باشند.

۱۲-۱۷-۳-۶ به تفسیر بند ۱۲-۱۷-۵ مراجعه شود.

۱۲-۱۷-۴ بازشوها در دالها

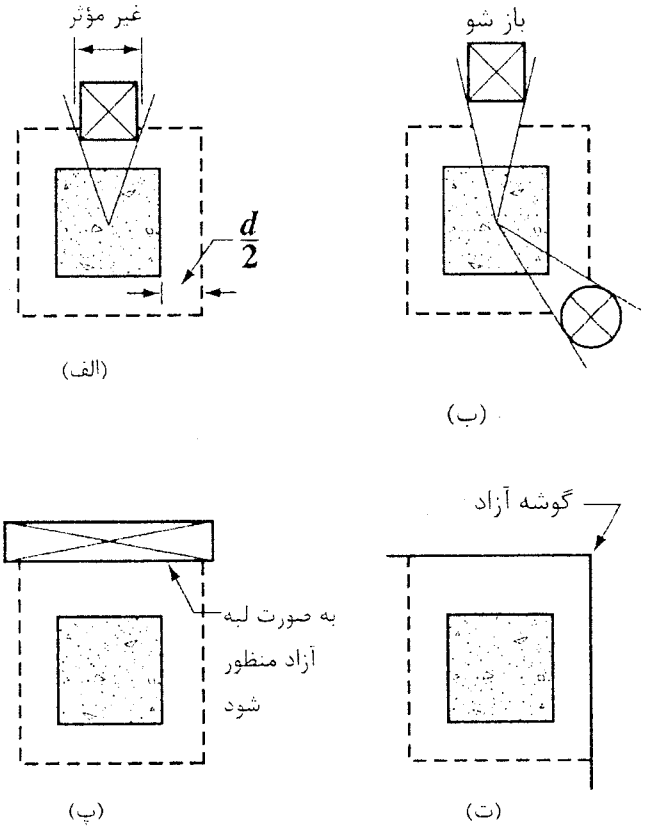
وجود بازشوهای نسبتا کوچک در سیستم دالهایی که دارای تیرهای تکیه‌گاهی متصل به ستون هستند تاثیر چندانی در عملکرد دال نداشته و تنها می‌توان مقدار میلگرد قطع شده بوسیله بازشو در دال را در دو طرف آن در هر امتداد اضافه نمود. علاوه بر

آن، بطورمعمول به منظور جلوگیری از ترک‌خوردگی‌هایی که در گوشه‌های بازشوها ایجاد می‌شوند از میلگردهای قطری اضافی در این گوشه‌ها استفاده می‌گردد.

در دالهای بدون تیرهای تکیه‌گاهی متصل به ستون (دالهای تخت) بهتر است محل بازشوها دور از ستون و ترجیحا" در محل تقاطع نوارهای میانی متعامد دال انتخاب شوند. لیکن در مواردی که به دلائل معماری و یا تاسیساتی نیاز به ایجاد بازشو در اینگونه دالها در مجاورت ستون (در فاصله‌ای مساوی ۱۰ برابر ضخامت دال و یا در نوارهای ستونی) باشد، آن قسمت از b_o که در شکل ۱۲-۲۸ بصورت خط‌چین نشان داده نشده است باید حذف گردد. در صورتی که در دال از کلاهکهای برشی استفاده شده باشد، قسمت‌های حذف شده از مقدار b_o در شکل ۱۲-۲۸ باندازه نصف آنها منظور می‌شوند.

۱۲-۱۷-۵ انتقال لنگر خمشی در اتصالات دال به ستون

در قسمتهای قبلی بند ۱۲-۱۷ فرض بر آن بوده است که نیرو یا عکس‌العمل وارده بر دال، V_u، بصورت یک نیروی وارد بر مرکز ستون و بدون لنگر یا خارج از مرکزیت می‌باشد. در این حالت، برش نهائی وارده، V_u، تنش‌های برشی یکسانی در سرتاسر طول محیط مقطع بحرانی، b_o، در اطراف بار متمرکز یا ستون ایجاد می‌نماید.



شکل ۱۲-۲۸- آثار بازشوها و لبه‌های آزاد در تعیین محیط مقطع بحرانی(محیط موثر با خط چین مشخص شده است)

در مواردی که نیاز به انتقال لنگر از ستون به دال باشد، مانند ستون تحت تاثیر بارهای قائم غیرمتقارن در طرفین آن و یا ستونهای تحت تاثیر بارهای جانبی باد یا زلزله، توزیع تنش‌های برشی در محیط بحرانی b_o بصورت یکنواخت نخواهد بود. شکل ۱۲-۲۹-الف چنین حالتی را نشان می‌دهد. در این شکل، V_u نیروی (عکس‌العمل) نهائی است که باید به ستون منتقل شود و M_u لنگر نهایی متعادلی است که همراه با آن عمل می‌نماید.

در شکل ۱۲-۲۹-الف، V_u باعث ایجاد برش یکنواخت در محیط مقطع بحرانی اطراف ستون گردیده و در نتیجه برش‌های مساوی و هم جهت V_1 در اطراف ستون در دال ایجاد می‌نماید. در اثر لنگر نهائی، M_u، دو زوج نیرو،یکی بصورت نیروهای مساوی و مختلف الجهت T و C در صفحه دال و دیگری بصورت نیروهای مساوی و مختلف‌الجهت V_2 در اطراف ستون و عمود بر صفحه دال ایجاد می‌گردد. زوج تشکیل‌شده از C و T بصورت خمش در دال تحمل می‌گردد و لنگر نهائی مقاوم M_{uf} را تشکیل می‌دهند. زوج تشکیل شده از برشهای خارج از مرکز، V_2، بقیه لنگر منتقل شده از دال به ستون، M_{uv} را تشکیل می‌دهند. برش‌های V_2 در یک سمت ستون با برش‌های V_1 جمع شده و در سمت دیگر از آنها کسر می‌گردند.

آزمایش نشان می‌دهد که در ستونهای با مقطع مربع، حدود ۶۰ درصد لنگر نهائی M_u، بوسیله خمش در دال، M_{uf}، و مابقی آن بوسیله خارج از مرکزیت برش، M_{uv}، تحمل می‌گردد. در ستونهای با مقطع مستطیل شکل، مقدار لنگر مقاوم بوسیله خمش در دال، M_{uf}، با افزایش عرض مقطع بحرانی در دال افزایش می‌یابد. بعبارت دیگر با افزایش نسبت $\frac{C_2 + d}{C_1 + d}$، مقدار M_{uf} افزایش یافته و در نتیجه M_{uv} کاهش می‌یابد. در صورتی که رابطه ۱۲-۴۲ برای ستون با مقطع مربع ارزیابی شود، نسبت $\frac{C_2 + d}{C_1 + d}$ برابر با واحد بوده و M_{uv} برابر با ۴۰ درصد M_u می‌باشد.

در شکل ۱۲-۲۹-ب یک ستون میانی با دال در چهار سمت آن نشان داده شده است. شکل ۱۲-۲۹-پ توزیع تنش برشی بر روی محیط بحرانی، b_o، در اثر عملکرد

مجموعه V_u و M_u را نشان می‌دهد. مقادیر تنش برشی در دو سمت ستون، V_1 و V_2 با استفاده از روابط مقاومت مصالح مطابق زیر محاسبه می‌گردند:

$$V_1 = \frac{V_u}{A_c} - \frac{M_{uv} C_1}{J_c} \qquad (۴۱-۱۲)$$

$$V_2 = \frac{V_u}{A_c} + \frac{M_{uv} C_2}{J_c} \qquad (۴۲-۱۲)$$

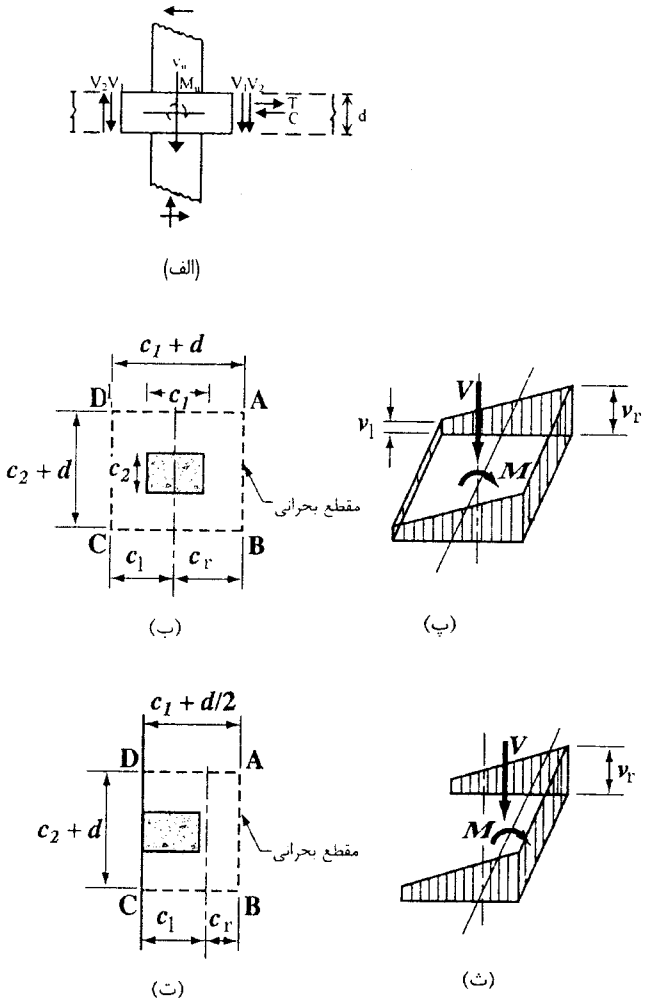
در روابط فوق، A_c عبارت از سطح مقطع بحرانی و برابر با $b_o d$ است که در آن :

$$b_o = 2[(C_1 + d) + (C_2 + d)] \qquad (۴۳-۱۲)$$

C_1 و C_2 به ترتیب فواصل مرکز سطح مقطع بحرانی تا سمت چپ و سمت راست مقطع بحرانی می‌باشند (مطابق اشکال ۱۲-۲۹-ب و پ) و کمیت J_c مشابه ممان اینرسی قطبی مقطع بحرانی بوده و از رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$J_c = \frac{2d(C_1 + d)^3}{12} + \frac{2(C_1 + d)d^3}{12} + 2d(C2 + d)(\frac{C_1 + d)^2}{2} \qquad (۴۴-۱۲)$$

در صورتیکه ستون در لبه دال واقع شده باشد می‌توان بطریق فوق روابطی برای A_c و J_c به‌دست آورد. بر اساس ضوابط بند ۱۲-۱۷-۵-۳ در صورتی که در دال از میلگردهای برشی استفاده نشده باشد، تنش‌های حداکثر فوق، V_1 و V_2، نباید از تنش حداکثر قابل تحمل بوسیله بتن، $\frac{V_c}{b_o d}$، بیشتر باشد (اشکال ۱۲-۲۹-ت وث). در صورتیکه مقاومت برشی نهائی در دال بوسیله بتن و میلگردهای برشی تامین شود، V_1 و V_2 نباید از $\frac{V_s + V_c}{b_o d}$ بیشتر باشد.



شکل ۱۲-۲۹- انتقال لنگر از دال به ستون

الف- نیروهای بدست آمده از بار قائم و لنگر غیرمتعادل

ب- مقطع بحرانی برای یک ستون داخلی

پ- توزیع تنش برشی برای یک ستون داخلی

ت- مقطع بحرانی برای یک ستون لبه

ث- توزیع تنش برشی برای یک ستون لبه

در صورتیکه در دال از کلاهک برشی استفاده شود، تنش حداکثر در مقاطع بحرانی طبق بندهای ۱۲-۱۷-۲-۱-ب و ۱۲-۱۷-۲-۷ نباید از $2V_c$ بیشتر باشد.

❑ ۱۲-۱۸ ضوابط ویژه برای اتصالات قابها

در آزمایش‌های انجام شده مشخص شده است که در اتصالات تیر به ستون، در صورتیکه اتصال از چهار طرف با تیرهای تقریبا هم ارتفاع محصور باشد، نیازی به تقویت اتصال با آرماتورهای برشی نیست. لیکن در اتصالاتی که از چهارطرف محصور نشده و یا دارای محصورشدگی کافی نیستند باید بمنظور جلوگیری از گسیختگی اتصال در اثر ترک خوردگی برشی، از آرماتورهای برشی استفاده گردد.

بر این اساس در صورتی که اتصال تیر به ستون در قابها صرفا تحت تاثیر بارهای غیر از زلزله باشد، استفاده از آرماتورهای برشی در اتصال محصور غیرضروری است و در غیر اینصورت باید از مقداری آرماتور برشی حداقل که برای اعضای خمشی در این آیین‌نامه تعیین شده است استفاده شود. بدیهی است در صورتی که براساس محاسبه به آرماتورهای برشی بیشتر از مقدار حداقل تعیین شده در بند ۱۲-۱۸-۲ آیین‌نامه نیاز باشد، باید مقدار مناسب آرماتور برشی در گره بر اساس ضوابط این فصل تامین شود.

اتصالات تیر به ستون در قابهائی که جزء عناصر مقاوم در برابر نیروهای ناشی از زلزله هستند در هنگام وقوع زلزله تحت تاثیر نیروهای رفت و برگشتی قرار می‌گیرند که ممکن است باعث ایجاد لولاهای خمیری در انتهای تیرهای متصل به اتصال شوند. به این دلیل برای طراحی این قبیل اتصالات ضوابط ویژه‌ای در فصل بیستم آیین‌نامه ارائه شده‌اند.

تفسیر فصل سیزدهم

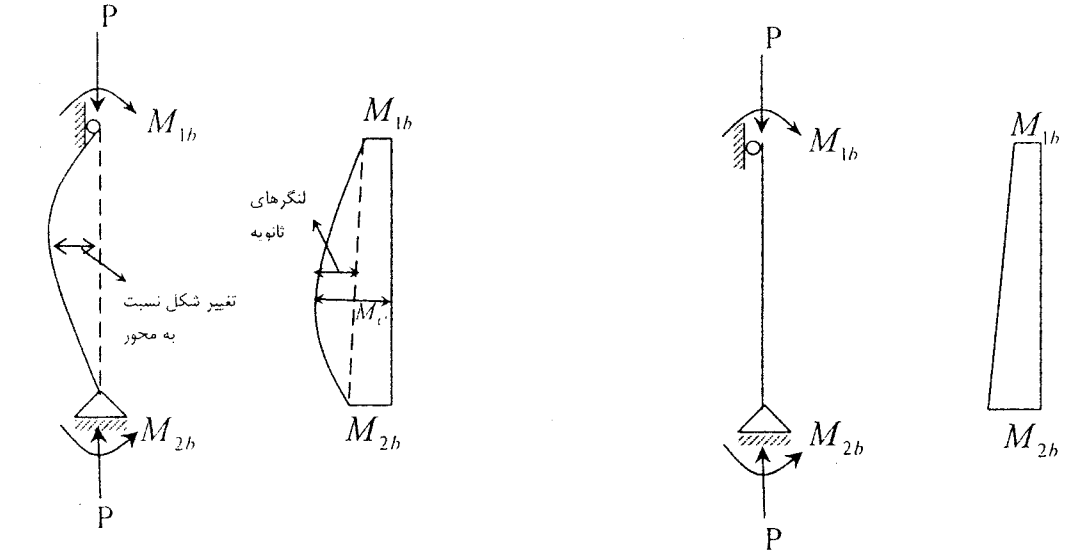
آثار لاغری ـ کمانش

۱۳-۱ گستره

در تحلیل سازه‌ها بصورت متعارف (که تحلیل اولیه نامیده شود) از آثار ناشی از تغییر شکل سازه و تغییرات حاصله در هندسه سازه صرفنظر می‌شود. این اثار با افزایش لاغری اجزای سازه، باندازه‌ای بزرگ می‌شوند که نمی‌توان از مقدار آنها در طراحی قطعات سازه صرفنظر نمود. عامل اصلی اضافه شدن لنگرها و سایر نیروهای داخلی اجزا وجود نیروی محوری در آنها می‌باشد. با کمک تحلیل ثانویه (مرتبه دوم)، این آثار در محاسبات لنگرها و تلاشهای اجزا منظور می‌گردند.

آثار ثانویه به دو گروه عمده تقسیم می‌شوند: آثار ثانویه در اثر ایجاد شدن انحنا در قطعه (کمانش)، و آثار ثانویه ناشی از تغییر مکانهای جانبی سازه (آثار $P-\Delta$).

آثار انحنا در قطعه شامل تشدید لنگرهای قطعات فشاری در اثر انحنا ایجاد شده در عضو نسبت به محور طولی، که دو انتهای آن را به یکدیگر وصل می‌نماید، می‌باشد. این آثار را پیامدهای کمانش عضو نیز می‌نامند. شکل ۱۳-۱ آثار انحنا در یک ستون از یک سازه بدون تغییر مکان جانبی را نشان می‌دهد. لنگر حداکثر در این عضو پس از تغییر شکل ایجاد شده دو انتهای آن با M_c نشان داده شده است.



الف- لنگرهای اولیه

ب- لنگرهای تشدید شده در اثر انحنا (لنگرهلی اولیه+ ثانویه)

شکل ۱۳-۱ : آثار انحنای عضو در تشدید لنگرها

از آنجا که بار محوری در اجزا اکثرا" در اثر بارهای قائم ایجاد می‌شود، آثار انحنای اجزا ،بطور معمول در هنگام وجود بارهای قائم قابل ملاحظه می‌باشند، مگر آنکه در اثر وارد شدن نیروهای جانبی به سازه، در اجزای آن نیروهای محوری قابل ملاحظه‌ای ایجاد گردد (مانند ستون‌های کناری در قابها، ستونهای گوشه در سازه‌های مرتفع با سیستم لوله‌ای و ستونهای مجاور بادبندها).

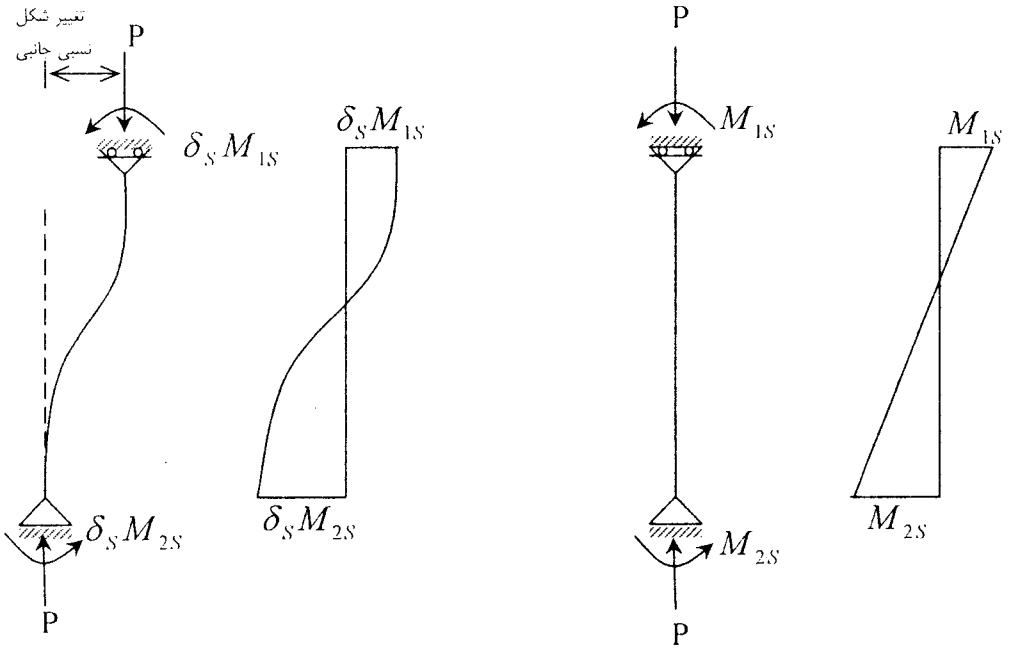
آثار تغییر مکانهای جانبی سازه شامل افزایش در مقدار لنگرهای اجزا (و سایر تلاش‌های آنها) در اثر تغیرمکان جانبی سازه، در حالیکه بارهای قائم بر روی سازه

عمل می‌کنند، می‌باشد. این آثار را آثار $P-\Delta$ نیز می‌نامند.

شکل ۱۳-۲ آثار تغییر مکان نسبی دو انتهای یک ستون را بر تشدید لنگرهای اولیه آن نشان می‌دهد. تغییر مکان جانبی نسبی دو انتهای ستون می‌تواند در اثر باد، زلزله، فشار آب و یا خاک، و یا در مورد قابهای نامتقارن در اثر بارهای قائم ایجاد شود. در سازه‌های متعارف ساختمانی وقتی دیافراگم‌های کف‌ها صلب بوده و پلان سازه نیز متقارن باشد، تغییر مکان جانبی نسبی دو انتهای تمامی ستونها یکسان است و می‌توان مجموعه ستونها را بصورت یک ستون معادل با بار محوری معادل با مجموع بارهای محوری تمامی ستونها، و تغییر مکان جانبی نسبی مساوی تغییر مکان جانبی نسبی برای کل طبقه منظور نمود.

❑ ۱۳-۲ کلیات

۱۳-۲-۱ در طراحی سازه باید آثار تلاش‌های تشدید شده برای قطعات فشاری و کلیه اجزای متصل به آنها منظور گردد. تحلیل دقیق سازه باید مطابق آنچه در بند ۱۳-۱ گفته شد شامل تحلیل اولیه و تحلیل ثانویه بوده و علاوه بر آن باید آثار تغییر در ممان اینرسی قطعات در اثر ترک‌خوردگی بتن، عملکرد غیرخطی مصالح بتنی، و آثار بارهای درازمدت (خزش) درتحلیل منظور شوند. از نظر کلی انجام چنین تحلیل دقیقی شامل تحلیل غیرخطی کل سازه با منظور نمودن تاثیر غیرخطی بودن مصالح و غیر خطی بودن هندسی و با امکان برآورد آثار درازمدت تاریخچه بارگذاری ثقلی عملی است که در حال حاضر دانش و ابزار انجام چنین تحلیل‌هائی بیشتر در اختیار محققین بوده و از عهده مهندسی حرفه‌ای خارج است.



الف- لنگرهای اولیه

ب- لنگرهای تشدید شده در اثر تغییر مکان جانبی (لنگرهای اولیه+ ثانویه)

شکل ۱۳-۲ : آثار تغییر مکان جانبی در تشدید لنگرها

۱۳-۲-۲ در این فصل روش‌های تقریبی جایگزین، بجای روش تحلیل جامع غیرخطی که در بند ۱۳-۲-۱ ذکر شده است ارائه می‌گردد. از آنجا که خطاهای موجود در جایگزین کردن تحلیل جامع غیرخطی با تحلیل‌های خطی برای سازه‌های تشکیل شده

از اجزای بسیار لاغر زیاد است، استفاده از روش‌های تقریبی ذکر شده در این فصل تنها با منظور نمودن محدودیت‌هایی که در بند ۱۳-۷-۳ آئین‌نامه ذکر شده‌اند مجاز می‌باشد.

۱۳-۲-۳ در شرایط فعلی، برای ساختمانهای متعارف (با دهانه‌ها و ارتفاع طبقات متداول) و دارای کمتر از ۴ طبقه از روی زمین که بطورمعمول دارای حداکثر یک یا دو طبقه زیرزمین هستند استفاده از روش‌های تجربی که در آیین‌نامه‌های سالهای گذشته بسیاری از کشورها رایج بوده‌اند برای شرایط ساخت و ساز کشور مناسب و قابل قبول تشخیص داده شده است. بدیهی است انتظار می‌رود با افزایش کیفی دانش حرفه‌ای و بهتر شدن کیفیت ساخت و ساز، مهندسین از روش‌های تقریبی تحلیل خطی که در بند ۱۳-۸ تجویز شده‌اند برای این قبیل ساختمانها استفاده نمایند.

☐ ۱۳-۳ طبقات مهار شده جانبی

۱۳-۳-۱ بطور کلی یک عضو فشاری در یک سازه و یا یک طبقه از یک ساختمان وقتی مهار شده فرض می‌گردد که لنگرهای ثانویه ایجاد شده در آن ستون و یا طبقه در اثر تغییر مکان جانبی نسبی طبقه درصد کوچکی از لنگرهای اولیه باشند. در چنین حالتی طراحی اعضا بدون منظورنمودن آثار ثانویه دارای خطائی ناچیز و در محدوده قابل قبول می‌باشد. در این آئین‌نامه در صورتیکه نسبت لنگرهای ثانویه به اولیه کمتر یا مساوی پنج درصد باشد می توان از آثار لنگرهای ثانویه در ستون و یا کل طبقه صرفنظر نمود.

رابطه ۱۳-۱ را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$Q = \frac{\sum N_u \delta_u / h_s}{H_u}$$

در این رابطه، صورت کسر عبارت از اضافه برش طبقه در اثر تغییر مکان جانبی طبقه (آثار ثانویه) و مخرج کسر کل برش طبقه (آثار اولیه) می‌باشد. به عبارت دیگر ضریب پایداری ستون و یا طبقه عبارت از نسبت برش‌های ثانویه به برش‌های اولیه ستون و یا طبقه است. در محاسبه Q، باید مقادیر مربوط به آن ترکیب بارگذاری جانبی را منظور نمود که در آن مقدار $\sum N_u$ حداکثر باشد.

در صورتی که در محاسبات ضریب پایداری، Q ، از نیروهای زلزله و یا باد، در حد بارهای مجاز (به ترتیب مطابق ضوابط استانداردهای ۲۸۰۰ و ۵۱۹ ایران) استفاده شده و تحلیل سازه با منظور نمودن مقاطع ترک خورده مطابق بند ۱۰-۳-۴-۲ انجام گرفته باشد می‌توان بجای $\sum N_u$ از ۱/۲ برابر جمع بارهای قائم، بجای H_u از برش طبقه در حد مجاز، و بجای δ_u از ۱/۴ برابر تغییر مکان جانبی نسبی طبقه که از تحلیل خطی به دست می‌آید استفاده نمود. در این حالت در صورتی که تحلیل سازه بر مبنای مقاطع ترک نخورده (کل) و یا با فرض میزان ترک خوردگی متفاوت با آنچه در بند ۱۰-۳-۴-۲ آمده انجام شده باشد، ضریب تغییر مکان جانبی نسبی طبقه باید به نحو مناسبی که با وضعیت فوق سازگار باشد تعیین شود.

در یک سازه می‌تواند مجموعه‌ای از طبقات و یا ستونهای مهار شده و مهار نشده وجود داشته باشد.

در صورتی که مقدار Q از ۲۰ درصد بیشتر باشد، ممکن است سازه به منظور تامین

پایداری خود به سختی جانبی بیشتری نیاز داشته باشد.

۱۳-۳-۲ برای سهولت در محاسبات ساختمانهای کوتاه (مثلا دارای ۴ طبقه یا کمتر از روی زمین) در صورتی که از دیوارهای برشی و یا بادبندی استفاده شده باشد می‌توان در صورتی که نسبت سختی جانبی ستونها به اجزای مهار بند از $\frac{۱}{۶}$ کمتر باشد طبقه را مهار شده تلقی نمود. برای ارزیابی سختی ستونها کافی است بصورت تقریبی جمع سختی تمامی ستونهای هر طبقه که در باربری جانبی موثر هستند، با فرض صلب بودن تیرهای بالا و پایین آنها تخمین زده شود.

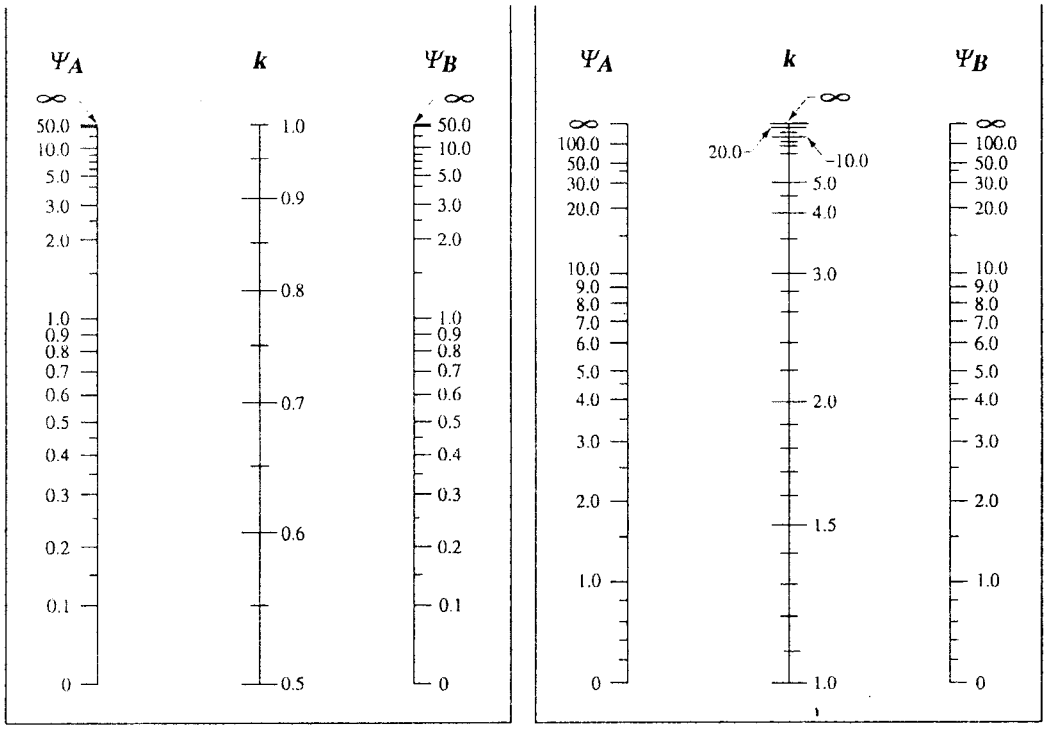
❑ ۱۳-۴ طول آزاد قطعات فشاری

طول‌های آزاد هر قطعه فشاری باید حول دو محور اصلی مقطع آن منظور گردند.

❑ ۱۳-۵ طول موثر قطعات فشاری

طول موثر اعضای فشاری تابعی از نسبت سختی این اعضا به سختی سایر اعضای متصل به اعضای فشاری در دو انتهای آنها می‌باشد. با توجه به اینکه سختی اعضا به میزان ترک‌خوردگی و درصد آرماتورهای هر قطعه بستگی دارد، محاسبه طول موثر نباید بر اساس مقاطع کل انجام شود. در صورتی که انجام محاسبات سختی بر مبنای میلگردهای موجود و ترک‌خوردگی‌های احتمالی مقدور باشد باید از این روش استفاده نمود. در غیر اینصورت، به صورت ساده و تقریبی می‌توان از ضوابط بند ۱۳-۵ استفاده نمود.

ضرائب طول موثر باید حول دو محور متعامد مقطع هر عضو محاسبه شوند. روابط ارائه شده در این آیین‌نامه از استاندارد بریتانیایی سال ۱۹۷۲ و آئین‌نامه بتن ایالات متحده سال ۱۹۷۷ استخراج شده‌اند.



الف- اجزا یا طبقات مهار شده **ب- اجزا یا طبقات مهار نشده**

شکل ۱۳-۳ : ضرائب طول موثر

در صورتی که مقادیر ψ در دو انتهای عضو فشاری محاسبه شده باشند، بجای استفاده از روابط ۱۳-۲ الی ۱۳-۵ می‌توان از شکل ۱۳-۳-الف برای طبقات و اجزای مهار شده و شکل ۱۳-۳-ب برای طبقات یا قطعات مهار نشده استفاده نمود. در صورتی که یکی از دو انتهای عضو فشاری مهار نشده مفصلی باشد می‌توان ضریب طول موثر را از شکل ۱۳-۳-ب با فرض ψ در یک انتها برابر با نسبت سختی ستون به تیرهای متقاطع و در

انتهای دیگر برابر با بی‌نهایت محاسبه نمود.

❑ ۱۳-۶ شعاع ژیراسیون

۱۳-۶-۱ در محاسبات شعاع ژیراسیون باید مقطع ترک نخورده (کل) را منظور نمود. شعاع ژیراسیون مقاطع مستطیلی بطور دقیق ۰/۲۸۸ برابر بعد کلی مقطع در امتداد مورد نظر است که در آئین‌نامه با کمی تقریب ۰/۳۰ توصیه شده است، برای مقاطع دایره‌ای، شعاع ژیراسیون دقیقا ۰/۲۵ قطر مقطع می‌باشد.

❑ ۱۳-۷ ضوابط اثر لاغری

۱۳-۷-۱ در صورتیکه عضو فشاری فقط دارای یک انحنا بین دو تکیه‌گاه خود باشد، نسبت $\frac{M_1}{M_2}$ مثبت و در صورتی که دارای دو انحنا باشد این نسبت منفی محسوب می‌گردد. بمنظور تخمین اولیه، مقدار ضریب طول موثر را برای این اعضا می‌توان برابر با ۱/۰۰ فرض نمود.

۱۳-۷-۲ بدیهی است ضوابط این بند برای قطعات فشاری مهار نشده سختگیرانه‌تر از ضوابط بند ۱۳-۷-۱ برای قطعات فشاری مهار شده است.

۱۳-۷-۳ در این حالت باید از تحلیل غیر خطی سازه که هر دو اثر غیر خطی بودن مصالح وغیر خطی بودن هندسه سازه (تغییر مکانهای زیاد) را علاوه بر آثار بارهای دراز

مدت منظور می‌نماید استفاده نمود.

اغلب آزمایش‌های لاغری بر روی اعضائی انجام شده است که نسبت $\frac{kl_u}{r}$ در آنها از ۱۰۰ کمتر بوده و بهمین دلیل برای اعضا با ضریب لاغری بیشتر، استفاده از روش‌های خطی که تقریبی هستند مجاز نمی‌باشد.

۱۳-۷-۴ این قطعات بسیار لاغر تلقی شده و اعتمادی به رفتار قابل پیش‌بینی آنها حتی با اعمال روش‌های دقیق‌تر غیر خطی وجود ندارد.

❑ ۱۳-۸ روش تشدید لنگرهای خمشی

۱۳-۸-۱ در روش تشدید لنگرها، لازم است قابها و یا اعضای مهار شده و مهار نشده از همدیگر تفکیک شوند. در اکثر موارد با دقت نظر در سیستم سازه‌ای این امر به سهولت امکان‌پذیر است. در صورتی که نسبت مجموع سختی‌های جانبی ستونها به سختی‌های جانبی مهاربندها آنچنان کوچک باشد که تغییر مکانهای جانبی نسبی طبقه اثر عمده‌ای بر روی مقاومت عضو نگذارد، عضو و یا طبقه مهار شده فرض می‌گردد.

طراحی اعضای مهار شده مطابق ضوابط بند ۱۳-۸-۲ و اعضای مهار نشده مطابق ضوابط بند ۱۳-۸-۳ انجام می‌گیرد. ضوابط بندهای ۱۳-۸-۲ و ۱۳-۸-۳ بر مبنای تحلیل الاستیک خطی بوده و آثار ترک‌خوردگی قطعات با تقریب‌های ارائه شده در بند ۱۰-۳-۴-۲ و آثار بارهای درازمدت، بوسیله تقلیل مقدار EI با تقسیم آن بر $(1+\beta_d)$

ملحوظ می‌گردند.

۱۳-۸-۲ طبقات مهار شده

۱۳-۸-۲-۱ طراحی اعضای فشاری در طبقات مهار شده برای نیروی محوری همراه با لنگر بحرانی (تشدید یافته) M_c، که بصورت مضربی از لنگر بزرگتر در دو انتهای عضو فشاری محاسبه می‌شود انجام می‌گردد (شکل ۱۳-۱-ب).

ضریب C_m برای اصلاح مقدار لنگر به‌کار می‌رود. روابط تشدید لنگر با فرض اینکه لنگر حداکثر در حوالی وسط ارتفاع عضو فشاری اتفاق می‌افتد استخراج می‌شوند. در صورتی که مقدار لنگر حداکثر تشدید یافته، جزئی و نزدیک به صفر باشد آنگاه طرح عضو باید بر اساس یک لنگر یکنواخت حداقل در سرتاسر طول عضو برابر با $C_m M_2$ انجام شود. در صورتی که مقدار محاسبه شده برای M_c از M_2 کوچکتر باشد، مقدار M_c باید برابر با M_2 در نظر گرفته شود.

در حالاتی که بار جانبی در فاصله بین دو انتهای عضو فشاری به آن وارد شود، این احتمال وجود دارد که لنگر حداکثر در نقطه‌ای غیر از دو انتهای عضو بوجود آید. در این حالت باید بجای C_m عدد یک و بجای M_2 حداکثر لنگری که در سرتاسر طول عضو فشاری بوجود آمده است منظور گردد.

در تعیین مقدار نیروی محوری بحرانی در عضو فشاری، N_c، مهمترین مسئله تعیین مقدار صحیح EI می‌باشد. در تعیین این مقدار باید تغییرات سختی عضو فشاری در اثر ترک‌خوردگی، خزش، و غیر خطی بودن منحنی تنش- تغییرشکل نسبی منظور شده باشد.

خزش در اثر بارهای درازمدت باعث افزایش تغییر شکل جانبی ستون و در نتیجه باعث افزایش مقدار ضریب تشدید لنگر، δ_b، می‌گردد.

آثار ترک‌خوردگی در عضو فشاری با منظور نمودن جمع ممان‌اینرسی مقطع بتنی ترک‌خورده و ممان اینرسی سطح مقطع میلگردها حول محور اصلی درنظرگرفته می شوند. در رابطه ۱۳-۱۲، صورت کسر عبارت از EI برای مقطع ترک‌خورده است که از دو جزء مربوط به بتن و میلگرد تشکیل شده است. مقدار EI برای قسمت بتن ترک‌خورده از حاصلضرب E_c و $0.2\ I_g$ (تخمین آثار ترک‌خوردگی) به دست‌می‌آید. مقدار EI برای‌میلگردها از حاصلضرب E_s و ممان اینرسی سطح مقطع میلگردها حول محور اصلی عضو فشاری تعیین می‌گردد.

چون هنگام طراحی اعضا ، مقدار فولاد طولی آنها مشخص نیست، استفاده از رابطه ۱۳-۱۲ تنها با سعی و خطا عملی است. برای سادگی در کار و با دقت کمتر، و بمنظور حذف مقدار فولاد، در صورت کسر در رابطه ۱۳-۱۲ بجای مقدار $E_s\ I_{se}$ نیز می‌توان مقدار $0.2E_cI_g$ را منظور نمود که در این حالت صورت کسر به $0.4E_cI_g$ تبدیل می‌شود.

برای تخمین آثار خزش، در محاسبات بار بحرانی ستون، مقدار EI کاهش یافته معادل از طریق تقسیم کردن آن به مقدار $(1+\beta_d)$ به دست می‌آید.

تعریف مقدار β_d برای طبقات مهار شده با تعریف آن برای طبقات مهار نشده متفاوت است. برای طبقات مهار شده مقدار آن برابر با نسبت بار محوری ضریب‌دار دائمی حداکثر به بارهای محوری ضریب‌دار کل حداکثر می‌باشد. در صورتی که فقط بارهای مرده جزء بارهای دائمی منظور شوند، β_d عبارت از نسبت بارهای محوری مرده

ضریب‌دار حداکثر به بارهای محوری ضریب‌دار کل (شامل بارهای مرده، زنده، زلزله، باد و غیره) می‌باشد.

برای سهولت در امر محاسبات و با منظور نمودن تقریب اضافی، در صورتی که مقدار β_d برابر با ۰/۶ فرض شود و برای EI از مقدار ساده شده و تخمینی آن یعنی $0.4\ E_c\ I_g$ استفاده‌شود، آنگاه می‌توان رابطه ۱۳-۱۳ را به دست آورد. این رابطه هر چند داراي دقت کمتری است ولی بدلیل سهولت در محاسبات استفاده از آن کارساز می‌باشد.

۱۳-۸-۳ طبقات مهار نشده

قابهای مهار نشده در برابر مسائل پایداری از قابهای مهار شده حساس‌تر بوده و در نتیجه طراحی قطعات این قابها به مراتب پیچیده‌تر است. در قابهای مهار نشده، باید علاوه بر آثار کمانش اعضای فشاری، آثار تغییر مکانهای جانبی نسبی نیز منظور گردند. فرآیند منظور نمودن آثار پایداری در طبقات مهار نشده شامل گامهای زیر می‌باشد:

۱- لنگرهای بدست آمده از بارهای قائم ضریب‌دار، M_{1b} و M_{2b} در دو انتهای تمامی اعضای فشاری از طریق تحلیل الاستیک خطی اولیه محاسبه می‌شوند.

۲- لنگرهای بدست آمده از بارهای جانبی ضریب‌دار، M_{1s} و M_{2s} در دو انتهای تمامی اعضای فشاری از طریق تحلیل الاستیک خطی اولیه محاسبه می‌گردند.

۳- لنگرهای بدست آمده از بارهای جانبی ضریب‌دار در دو انتهای تمامی اعضای فشاری (گام ۲) با استفاده از یکی از روش‌های ارائه شده در بندهای ۱۳-۸-۳-۲ الی

۱۳-۸-۳-۴ تشدید شده و مقادیر $\delta_s M_{1s}$ و $\delta_S M_{2s}$ برای تمامی اعضای فشاری به دست می‌آیند.

۴- مقادیر لنگرهای ضریب‌دار حاصل از بارهای قائم (گام ۱) و لنگرهای ضریب‌دار تشدید شده حاصل از بارهای جانبی (گام ۳) در دو انتهای هر عضو فشاری با یکدیگر جمع شده و لنگرهای طراحی در دو انتهای اعضای فشاری، M_1 و M_2 به دست آیند.

۵- در صورتیکه در هر یک از اعضا فشاری نسبت $\frac{\ell_u}{r}$ در رابطه ۱۳-۱۸ صدق نماید، کنترل این مورد که لنگر بین دو انتهای عضو از مقدار M_2 تجاوز می‌نماید یا نه ضروری است. این کنترل با رعایت بند ۱۳-۸-۲-۱ انجام می‌شود و در صورتیکه M_c از M_2 کوچکتر باشد حداکثر لنگر عضو در انتهای آن واقع است. لیکن در صورتی که M_c از M_2 بزرگتر باشد، حداکثر لنگر عضو در بین دو انتهای آن واقع بوده و باید مقدار M_c در طراحی عضو به کار رود.

۱۳-۸-۳-۱ لنگرهای هر انتهای عضو فشاری از جمع لنگرهای ضریب‌دار در اثر بارهای قائم (M_{2b}, M_{1b}) و لنگرهای ضریب‌دار تشدید یافته در اثر بارهای جانبی $(\delta_s M_{2s}, \delta_s M_{1s})$ تشکیل شده‌اند. مقادیر M_{1b} و M_{2b} از تحلیل الاستیک خطی سازه به دست آمده و آثار انحنای عضو (کمانش) در آنها ملحوظ نشده‌اند (تحلیل اولیه). فقط در مواردی که رابطه ۱۳-۱۸ صادق باشد ضروری است که آثار انحنای اعضا مطابق ضوابط بند ۱۳-۸-۳-۵ کنترل شوند.

۱۳-۸-۳-۲ در صورتی که از تحلیل ثانویه برای منظور نمودن آثار تغییر شکلهای نسبی جانبی استفاده شده باشد (تحلیل $P-\Delta$)، مقادیر لنگرهای به دست آمده در دو انتهای اعضای فشاری عملا" برابر با $\delta_s M_{1s}$ و $\delta_s M_{2s}$ بوده و نیازی به تخمین مقدار δ_s نمی‌باشد. تحلیل ثانویه نوعی تحلیل سازه است که در آن تلاش‌های داخلی به دست آمده در اثر تغییر شکل‌های جانبی سازه نیز علاوه بر تلاش‌های اولیه در اعضا محاسبه می‌شوند.

در حال حاضر تعداد قابل توجهی از برنامه‌های رایانه‌ای تحلیل الاستیک خطی، توانایی انجام تحلیل ثانویه را نیز دارا می‌باشند. نکته بسیار مهم در انجام تحلیل ثانویه بوسیله این برنامه‌ها آنست که تغییر شکل نسبی طبقات باید نشانگر تغییر شکل نسبی سازه در حالت قبل از رسیدن به مرز نهائی و انهدام سازه باشد. در نتیجه باید آثار ترک‌خوردگی اعضا (تیرها، ستونها، دیوارهای سازه‌ای و غیره) مطابق بند ۱۰-۳-۴-۲ و یا هرگونه فرض مناسب دیگری برای ترک‌خوردگی اعضا در این تحلیل منظور شود. در صورتیکه از ضوابط بند ۱۰-۳-۴-۲ استفاده شود و تیرها بصورت T شکل در جا ریخته شوند، می‌توان ممان اینرسی کل تیر، I_g را دو برابر ممان اینرسی جان آن منظور نمود. در صورتیکه ارزیابی آثار ثانویه، در اثر تغییر شکل جانبی سازه تحت بارهای جانبی در حد بهره‌برداری ضروری باشد، لازم است میزان ترک‌خوردگی مجاز اعضا در این سطح از بار جانبی منظور گردد. بدیهی است ترک‌خوردگی اعضای سازه‌ای در اثر بارهای جانبی کوچک به مراتب کمتر از ترک‌خوردگی این اعضا در اثر بارهای جانبی بزرگتر می‌باشد. بدین منظور در صورتی که ممان اینرسی قطعات (تیرها، ستونها و دیوارهای سازه‌ای) در عدد تقریبی ۱/۴۳ ضرب شوند، می‌توان گفت که آثار ترک‌خوردگی اعضا

هنگام وقوع زلزله‌های خفیف (سطح بهره‌برداری) با دقت قابل قبولی درنظرگرفته شده‌اند. در ارزیابی آثار بارهای دراز مدت و خزش، β_d برای سازه‌های مهار نشده عبارت از نسبت برش ضریب‌دار دائمی حداکثر به برش ضریب دار حداکثر کل می‌باشد. در صورتیکه عامل اصلی ایجاد تغییر شکل نسبی جانبی در سازه عوامل گذرا و کوتاه‌مدت مانند باد و یا زلزله باشند، مقدار β_d را می‌توان با دقت قابل قبولی برابر با صفر دانست. لیکن در صورتی که عامل ایجاد تغییر شکل نسبی جانبی در سازه عوامل درازمدت مانند فشار جانبی خاک و یا آب بصورت دائمی، و یا عدم تقارن سازه باشند، آنگاه مقدار β_d بسیار بزرگتر شده و برای تحلیل سازه باید آثار تقلیل EI در اثر خزش را بدلیل عمده بودن آن منظور نمود.

مقادیر بارها در تحلیل $P-\Delta$ که شامل بارهای قائم (وزن طبقات) و نیروهای حاصل از اثر زلزله می‌باشند باید با توجه به ترکیبات بارگذاری مقرر شده در این آیین‌نامه، و بصورت ضریب‌دار باشند. در صورتی که نیروی زلزله از استاندارد ۲۸۰۰ ایران استخراج شده و با ضریب واحد در تحلیل الاستیک سازه به کار برده شده باشد، می‌توان از تفسیر بند ۱۳-۳-۱ استفاده نمود. در محاسبات بار طبقات، $\sum N_u$ ، بارهای محوری در کلیه اعضا فشاری را بدون توجه به میزان مشارکت آنها در برابر بارهای جانبی، شامل می‌شود. لیکن $\sum N_c$ فقط برای آن تعداد از اعضای فشاری محاسبه می‌گردد که جزئی از سیستم مقاوم باربر جانبی سازه منظور شده‌اند.

در ضوابط تدوین شده برای این فصل فرض بر آن بوده است که سازه در پلان حول هر دو محور اصلی تقریبا" متقارن است. در صورتی که در اثر وارد شدن نیروهای جانبی، چرخش طبقات نیز عمده باشند ضروری است از تحلیل ثانویه سه بعدی استفاده گردد.

۱۳-۸-۳-۳ آثار تحلیل ثانویه در اثر تغییر مکان جانبی نسبی طبقات $(P-\Delta)$ را از نظر ریاضی می‌توان بصورت یک سری نامحدود نمایش داد. رابطه ۱۳-۱۶ حل ریاضی این سری نامحدود می‌باشد. این رابطه تا زمانی که مقدار Q کمتر از $\frac{1}{3}$ باشد می‌تواند با تقریب قابل قبولی لنگرهای ثانویه $(P-\Delta)$ را تعیین نماید . نمودار لنگرهای حاصله از $P-\Delta$ برای ستونهای با تغییر شکل نسبی بشکل یک منحنی است. در رابطه ۱۳-۱۶ و در اکثر برنامه‌های رایانه‌ای که قادر به انجام تحلیل $P-\Delta$ هستند، این تحلیل با فرض اینکه لنگرهای حاصله از $P-\Delta$ در اثر یک زوج نیروی برشی مختلف‌العلامت در بالا و پایین عضو فشاری که برابر با $\frac{P\Delta}{\ell_c}$ می‌باشند انجام می‌شود. در چنین فرضی، دیاگرام لنگرهای حاصله از $P-\Delta$ بصورت خط مستقیم به دست می‌آید. در حقیقت نمودار منحنی شکل آثار $P-\Delta$ (حالات واقعی) در اعضای فشاری تغییر مکان جانبی بیشتری را نسبت به نمودار خطی آثار $P-\Delta$ بدست می‌دهد. این اضافه تغییر مکان جانبی می‌تواند تا حدود ۱۵ درصد باشد. در صورتی که نیاز به منظور نمودن این اثر باشد کافی است در رابطه ۱۳-۱۶ مقدار Q با 1.15Q جایگزین شود. لیکن همانطوری که اشاره شد با توجه به اینکه در اکثر برنامه‌های رایانه‌ای تحلیل $P-\Delta$ با فرض نمودار خطی لنگرهای حاصله از $P-\Delta$ انجام می‌شود، برای حفظ یکنواختی استفاده از رابطه ۱۳-۱۶ قابل قبول می‌باشد.

۱۳-۸-۳-۴ برای کنترل پایداری طبقه، δ_sبر اساس مقدار متوسط برای کل طبقه و با استفاده از مقدار $\frac{\Sigma N_u}{\Sigma N_c}$ محاسبه می‌گردد. فرض اساسی در این حالت وجود دیافراگم

نزدیک به صلب است که در اینصورت برای تمامی اعضای فشاری، در هنگامی که پیچش قابل ملاحظه‌ای در پلان طبقه وجود ندارد، تغییر مکان جانبی یکسان است. بدیهی است در صورتی که پیچش عمده‌ای در طبقه وجود داشته باشد، تغییر مکان جانبی ستونهایی که دورترین فاصله را از مرکز پیچش طبقه دارند متفاوت با متوسط تغییر مکان طبقه بوده و مقادیر لنگر تشدید یافته بعضی از این اعضا با این روش بصورت دست پایین برآورد می‌گردند. در چنین حالتی ضروری است که تحلیل سه بعدی آثار $P-\Delta$ انجام گردد . همچنین در صورتی که دیافراگم‌های طبقات صلب نباشند، تغییر شکل جانبی نسبی اعضای فشاری مختلف در یک طبقه با یکدیگر برابر نبوده و دیگر نمی‌توان از رابطه ۱۳-۱۷ استفاده نمود. در این حالت ضروری است آثار $P-\Delta$ برای هر عضو فشاری به تنهایی و با توجه به بار بحرانی (N_c)، بار محوری ضریب‌دار (N_u)، تغییر شکل جانبی نسبی در انتها (δ_u) و برش ضریب‌دار در آن عضو محاسبه گردد.

در سازه‌های کاملا متقارن که فاقد پیچش قابل ملاحظه در پلان می‌باشند، در صورتی که ستونی دارای لاغری زیاد باشد این احتمال وجود دارد که تغییر شکل وسط ستون در اثر کمانش بزرگ باشد. در صورت وجود چنین اعضای فشاری ضوابط بند ۱۳-۸-۳-۵ باید رعایت شوند.

۱۳-۸-۳-۵ همانطور که قبلا اشاره شد، لنگرهای تشدیدنشده در دو انتهای اعضای فشاری در قابهای مهار شده با لنگرهای تشدید شده در دو انتهای متناظر اعضای فشاری در قابهای مهار شده جمع می‌شوند تا لنگرهای طراحی در دو انتهای اعضای

فشاری به دست آیند. در اکثر موارد، یکی از دو لنگر انتهائی، لنگر حداکثر عضو فشاری می‌باشد. لیکن از آنجا که جمع بارهای قائم ضریب‌دار معمولا در ترکیبات بارگذاری بدون بارهای جانبی از حالات با وجود بار جانبی بیشتر بوده و همچنین بدلیل اینکه مقدار β_d در حالت بارهای قائم به تنهائی در قابهای مهار شده بطورمعمول مقدار قابل ملاحظه‌ای بوده و باعث کاهش مقدار EI می‌شوند، در حالیکه مقدار β_d برای قابهای مهار نشده و در اثر بارهای زودگذر برابر با صفر منظور می‌گردد این احتمال وجود دارد که در یک قاب مهار نشده در اثر بارهای قائم به تنهایی آثار کمانش عضو فشاری عمده شده ولنگر در فاصله بین دو انتهای عضو فشاری از مقادیر لنگرهای انتهائی بیشتر شود. در صورتی که رابطه ۱۳-۱۸ صادق نباشد، حداکثر لنگری که در بین دو انتهای هر عضو فشاری می‌تواند ایجاد شود ۱/۰۵ برابر لنگر حداکثر در دو انتهای آن خواهد بود. لیکن در صورتیکه رابطه ۱۳-۱۸ صادق باشد آنگاه حداکثر لنگری که در بین دو انتهای عضو می‌تواند ایجاد شود بیش از ۱/۰۵ برابر حداکثر لنگر در دو انتهای عضو خواهد بود. در چنین حالتی ضروری است که لنگر حداکثر عضو با استفاده از رابطه ۱۳-۸ تشدید شود. در رابطه ۱۳-۸ مقادیر M_1 و M_2 مطابق یکی از سه بند ۱۳-۸-۳-۲ الی ۱۳-۸-۳-۴ محاسبه شده و مقدار C_m نیز مطابق رابطه ۱۳-۱۰ و با توجه به مقادیر M_1 و M_2 محاسبه خواهد شد. مقدار EIنیز با استفاده از روابط ۱۳-۱۲ و یا ۱۳-۱۳ محاسبه می‌گردد. مقدار β_d در صورتی که از رابطه ۱۳-۱۲ برای تعین مقدار EI استفاده شود. مطابق تعریف β_d برای قابهای مهار شده می‌باشد. در این حالت ضریب طول موثر، K، نیز برای قابهای مهار شده محاسبه می‌گردد.

۱۳-۸-۳-۶ لازم است احتمال وقوع ناپایداری ناشی از تغییر شکل جانبی نسبی ایجاد شده در اثر بارهای قائم به تنهایی و بدون وجود هرگونه بار جانبی بررسی شود. بمنظور اطمینان خاطر از عدم احتمال وقوع ناپایداری رعایت موارد زیر ضروری است:

- در صورتیکه از ضوابط بند ۱۳-۸-۳-۲ و بوسیله تحلیل ثانویه $P-\Delta$ برای ارزیابی آثار ناپایداری استفاده شده باشد، در هیچ طبقه‌ای نباید تغییر شکل‌های جانبی طبقه در اثر تحلیل $P-\Delta$ از ۲/۵ برابر تغییر شکل‌های جانبی همان طبقه بدون تحلیل $P-\Delta$ بیشتر باشد. برای کنترل این وضعیت ضروری است ابتدا سازه برای بارهای قائم و نیروهای جانبی ضریب دار و بدون منظور نمودن آثار $P-\Delta$ تحلیل شده و تغییر مکان طبقات آن محاسبه شوند. سپس تحلیل ثانویه و با منظور نمودن آثار $P-\Delta$ انجام و مقادیر تغییر مکان طبقات در دو حالت فوق با یکدیگر مقایسه شوند.

- در صورتی که آثار ناپایداری با استفاده از ضوابط بند ۱۳-۸-۳-۳ برآورد شده باشند، ضریب پایداری، Q، در اثر بارهای مرده و زنده ضریب‌دار نباید از ۰/۶۰ بیشتر و در نتیجه ضریب تشدید، δ_s، حاصله از آن نباید از ۲/۵ بیشتر باشد.

- در صورتی که از ضوابط بند ۱۳-۸-۳-۴ استفاده شده باشد باید اطمینان حاصل کرد که ضریب δ_s، که با منظور نمودن بارهای قائم، ΣN_u محاسبه شده است از ۲/۵ بیشتر نباشد.

در صورتی که ضوابط فوق در هر یک از اعضای فشاری صادق نباشد لازم است سختی آن عضو فشاری به تناسب افزایش یابد.

❑ ۱۳-۹ روش تقلیل ظرفیت باربری

روش ارائه شده در این بند روشی تجربی است که در تفسیر آئین‌نامه بتن ایالات متحده چاپ ۱۹۷۷ توصیه شده است. بر اساس مطالب مندرج در آئین‌نامه یادشده، در صورتیکه محدودیت‌های ذکر شده برای کاربرد این روش دقیقا رعایت شوند، دقت این روش در مقایسه با روش تشدید لنگرها در یک حدود می‌باشد.

دلیل مطرح شدن این روش در آئین‌نامه بتن ایران، سهولت استفاده از آن برای برخی اعضای فشاری مثلا در ساختمان‌های با سقف شیب‌دار در مقایسه با روش تشدید لنگرها می‌باشد. استفاده دقیق از روش تشدید لنگرها برای این قبیل ساختمانها نیازمند محاسبات زیادی است.

بدیهی است روش تشدید لنگرها دارای مبانی ریاضی و علمی بوده و در هر حال استفاده از آن برای ساختمانهای بزرگ بر اساس ضوابط آئین‌نامه بتن ایران الزامی است.

❑ ۱۳-۱۰ حداقل برون محوری بار

۱۳-۱۰-۱ روش اصلی توصیه شده در این آئین‌نامه برای ارزیابی آثار لاغری روش تشدید لنگرها می‌باشد. در صورتی که لنگرهای ضریب‌دار دو انتهای اعضای فشاری بسیار کوچک و یا صفر باشند، مبنای محاسبات آثار لاغری در این اعضا باید بر اساس برون محوری حداقل بارهای محوری مطابق ضوابط این بند باشد.

براساس آئین‌نامه، لازم نیست حداقل برون محوری مندرج در این بند حول دو محور متعامد مقطع یک عضو فشاری بصورت همزمان منظور گردد. بعبارت دیگر، در صورتی

که عضو فشاری تحت خمش دو محوری قرار گرفته باشد کافی است برون محوری حداقل برای محاسبه لنگر خمشی حول فقط یکی از دو محور منظور گردد.

❑ ۱۳-۱۱ اثر لاغری در قطعات فشاری تحت اثر خمش دو محوره

۱۳-۱۱-۱- پس از محاسبه آثار لاغری برای هر یک از دو محور اصلی، بطور جداگانه، در طراحی اعضای فشاری مهار شده و مهار نشده، لنگرهای تشدید شده حول هر دو محور بطور همزمان منظور می‌شوند.

❑ ۱۳-۱۲ تشدید لنگر خمشی در قطعات خمشی متصل به قطعات

۱۳-۱۲-۱ بمنظور تعادل گره‌های اتصال در دو انتهای اعضای فشاری، در حالتی که قاب مهار نشده باشد ضروری است لنگرهای ستونها و تیرهای متصل به گره که در یک صفحه واقع شده‌اند دارای تعادل استاتیکی باشند. در تحلیل اولیه این امر بصورت خودکار در برنامه‌های رایانه‌ای و یا روش‌های دستی انجام می‌شود. لیکن با منظور نمودن آثار ثانویه $P-\Delta$ به منظور برقراری تعادل گره‌ها باید لنگرهای تشدید شده انتهای اجزای فشاری در هر گره، به نسبت سختی اجزای خمشی متصل به این گره‌ها بین آنها تقسیم شوند.

در صورتی که از ضوابط بند ۱۳-۸-۳-۲ بوسیله برنامه‌های رایانه‌ای استفاده شده باشد، آثار توزیع لنگرها بین اجزای خمشی متصل به دو انتهای اعضای فشاری بصورت خودکار انجام می‌گیرد که از مزایای انجام تحلیل ثانویه $P-\Delta$ می‌باشد.

از آنجا که در قابهای مهار شده، لنگر حداکثر بطورمعمول در فاصله بین دو انتهای عضو

فشاری اتفاق می‌افتد، و در مقادیر لنگرهای دو انتهای عضو فشاری نسبت به مقادیر به دست آمده از تحلیل اولیه تغییری ایجاد نمی‌گردد، لنگرهای انتهای تیرها همان‌اند که از تحلیل اولیه به دست آمده‌اند.

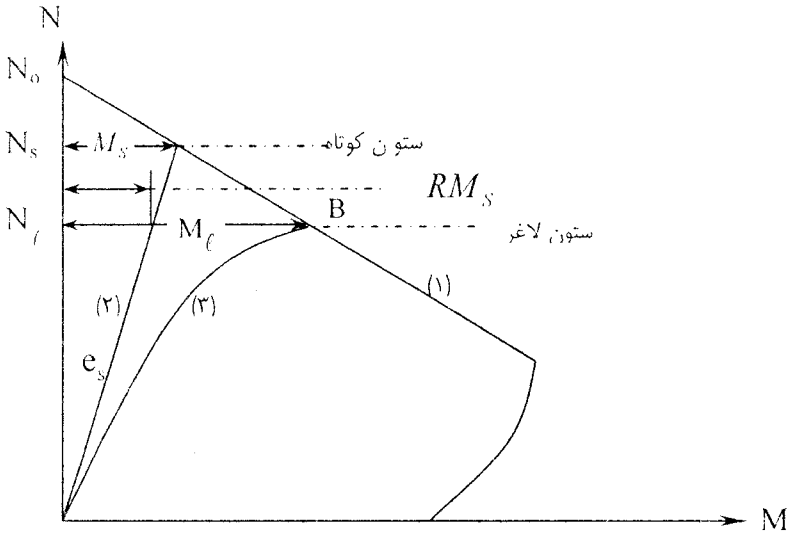
۱۳-۱۲-۲ در شکل ۱۳-۴ منحنی اندرکنش نیروی محوری- لنگر خمشی یک محوری برای یک مقطع ستون نشان داده شده است (منحنی شماره ۱). در صورتی که ستون کوتاه بوده و آثار لاغری در آن عمده نباشد، با اضافه شدن مقادیر N و M به یک نسبت (برون محوری ثابت e_s) نقاطی در روی خط شماره (۲) به دست می‌آیند. محل تقاطع این خط با منحنی اندرکنش (نقطه A) نمایانگر ظرفیت مقاوم برای این برون محوری (نیروی محوری N_s و لنگر خمشی M_s) می‌باشد.

در صورتی که ستون لاغر باشد، با اضافه شدن نیروی محوری N از مقدار صفر به بعد، بدلیل آثار ثانویه، مقدار لنگر بیشتر از حالتی خواهد بود که ستون کوتاه باشد. بعبارت دیگر با اضافه شدن N مقدار M بیشتر اضافه شده و برون محوری افزایش می‌یابد. این وضعیت که دیگر خطی نیست بر روی منحنی شماره (۳) نمایش داده شده است. نقطه B که محل تقاطع منحنی شماره (۳) با منحنی اندرکنش است نمایانگر ظرفیت ستون لاغر (نیروی محوری N_r و لنگر خمشی M_r) می‌باشد.

با توجه به روش تقلیل ظرفیت باربری خواهیم داشت:

$$M_r = RM_s \qquad (۱-۱۳)$$

$$N_r = RN_s \qquad (۲-۱۳)$$



شکل ۱۳-۴ تخمین مقدار M_ℓ برای محاسبه اضافه لنگرهای منتقل شده به تیرهای متصل به دو انتهای ستون

از طرف دیگر با توجه به شکل ۱۳-۴ مقدار برون محوری ستون کوتاه، e_s از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} \quad \Rightarrow \quad M_s = e_s N_s \qquad (۳-۱۳)$$

با جایگزین کردن رابطه ۱۳-۳ در رابطه ۱۳-۱ و با استفاده از رابطه ۱۳-۲ خواهیم داشت:

$$M_\ell = RM_s = RN_s e_s = N_\ell e_s \qquad (۴-۱۳)$$

با توجه به تشابه مثلثها در شکل ۱۳-۴ می توان نوشت:

$$\frac{M_\ell}{M_s} = \frac{N_0 - N_\ell}{N_0 - N_s}$$

$$M_f = M_s\left(\frac{N_o - N_f}{N_o - N_s}\right) = M_s\left(\frac{1-\frac{N_f}{N_o}}{1-\frac{N_s}{N_o}}\right) = \frac{M_f}{R}\left(\frac{1-\frac{N_f}{N_o}}{1-\frac{N_s}{N_o}}\right) = M_f\left(\frac{1-\frac{N_f}{N_o}}{R-\frac{RN_s}{N_o}}\right)$$

با قرار دادن مقدار M_f از رابطه ۱۳-۴ و مقدار RN_s از رابطه ۱۳-۲ در رابطه فوق خواهیم داشت:

$$M_f = N_f e_s\left(\frac{1-\frac{N_f}{N_o}}{R-\frac{N_f}{N_o}}\right)$$

که همان رابطه ۱۳-۲۶ متن آئین‌نامه است. M_f لنگر تشدید شده انتهای ستون (با منظور نمودن آثار لاغری) می‌باشد که باید به نسبت سختی تیرهای متصل به انتهای ستون بین آنها تقسیم گردد.

تفسیر فصل چهاردهم

تغییر شکل‌ها و ترک‌خوردگی‌ها

۱-۱-۱۴ ضوابط ارائه شده در این فصل، مربوط به تغییر شکل‌ها یا افتادگی‌ها و ترک‌خوردگی‌هایی است که ممکن است در اثر بارهای بهره‌برداری ایجاد شوند. این ضوابط شامل قطعات پیش‌تنیده و یا قطعات ساخته شده با بتن سبک نمی‌باشند.

۱-۱-۲-۱۴ برای کنترل تغییر شکلها یا افتادگی‌ها دو روش ارائه شده است. در روش اول که برای تیرها، دالهای یکطرفه و دالهای دوطرفه مورد استفاده قرا رمی‌گیرد، انتخاب حداقل ارتفاع یا ضخامت قطعه، مطابق بندهای ۱۴-۲-۴-۳ تا ۱۴-۲-۴-۶ بدون محاسبه مقادیر افتادگی‌ها، برای رعایت ضوابط آیین‌نامه، کافی تلقی می‌شود، مشروط بر اینکه این تیرها و دالها به قطعات غیره‌سازه‌ای مانند دیوارهای تقسیم متصل نبوده و یا آنها را نگهداری نکنند بطوریکه افتادگی زیاد در آنها خساراتی ایجاد کند.

روش دوم، برای کنترل افتادگی قطعاتی به‌کار می‌رود که در آنها حداقل ارتفاع یا ضخامت و سایر شرایط روش اول رعایت نشده‌اند. در این روش مقادیر افتادگی قطعات برای بارگذاری‌های مختلف محاسبه شده و به مقادیر مندرج در جدول شماره ۱۴-۲-۴-۱ محدود می‌شوند.

۱۴-۲-۱-۲ برای محاسبه افتادگی آنی قطعات منشوری ترک‌نخورده، روشهای معمول تحلیل سازه‌ها بر اساس رفتار خطی و با در نظر گرفتن مقدار ثابت برای E_cI_c در طول عضو به‌کار می‌روند، ولی در مورد قطعات غیرمنشوری و یا ترک‌خورده، انجام محاسبات دقیق‌تر ضروری می‌باشد.

۱۴-۲-۱-۳ برای محاسبه تغییر شکلها یا افتادگی‌های درازمدت، باید کل بار مرده و آن قسمت از بار زنده که تقریبا بطور دائمی اثر می‌کند در نظر گرفته شوند.

۱۴-۲-۲-۲ مقدار ممان اینرسی موثر، I_e حداکثر برابر با I_g و حداقل برابر با I_{cr} بوده و در اغلب موارد عملی، از مقدار I_g کمتر است. در محاسبه تغییر شکلها انتخاب ممان اینرسی موثر مقطع ترک خورده در وسط دهانه برای قطعات با تکیه‌گاه‌های ساده و نیز انتخاب ضریب دو برای آن در قطعات یکسره به این دلیل قابل توجیه است که مقدار سختی مقطع وسط دهانه، با منظور نمودن اثر ترک‌خوردگی، سهم قابل ملاحظه‌ای در مقدار تغییر شکل کل قطعه دارد.

۱۴-۲-۲-۳ انقباض و خزش بتن در اثر بارهای دائمی، در طول زمان تغییر شکلهای اضافی در قطعات ایجاد می‌کنند. اضافه تغییر شکل درازمدت تابع دما و رطوبت محیط، شرایط عمل آوردن بتن، سن بتن در زمان بارگذاری، مقدار آرماتور فشاری ، مقدار بار دائمی و عوامل دیگر می‌باشد.

- در درجه حرارت‌های بالاتر از ۳۷ درجه سانتیگراد، در حین بهره‌برداری، تغییر

شکل‌های قطعات بتن‌آرمه به مقدار قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌یابند.

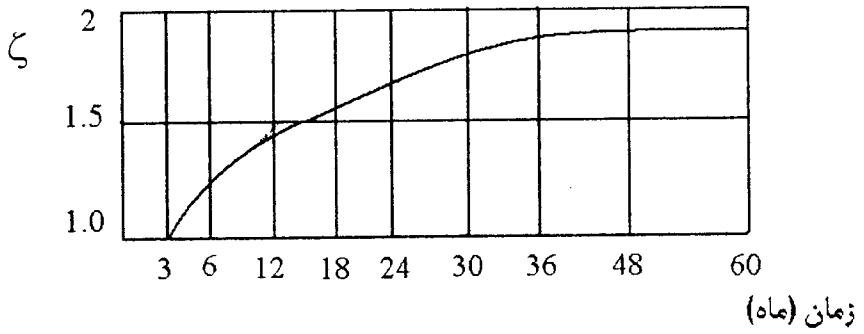
- نحوه اعمال بار بر قطعه، از قبیل نحوه قالب‌برداری و زمان آن تاثیر عمده‌ای بر مقدار تغییر شکل آنی قطعه دارد و اعمال بار در سن‌های کم بتن، با توجه به مدول الاستیسیته و مقاومت کششی کمتر بتن موجب افزایش تغییر شکل آنی می‌شود.

- شرایط محیطی در حین اجرا و بعد از آن، موجب تغییر مقادیر جمع شدن دراثر خشک شدن بتن و تغییر شکل‌های آنی و درازمدت می‌شود و شرایط محیطی مرطوب و سرد، در مقایسه با شرایط محیطی خشک و گرم، تغییر شکلهای کمتری را ایجاد می‌نمایند.

- با توجه به اینکه مقادیر وارفتگی و جمع شدن دراثر خشک شدن بتن، بر حسب نسبت سطح به حجم قطعات افزایش می‌یابد، لذا تغییر شکل درازمدت دالها، که نسبت سطح به حجم آنها معمولا از تیرها بیشتر است، مقادیر قابل انتظار بیشتری خواهند بود.

رابطه ۱۴-۴ ضریبی را معرفی می‌کند که حاصل‌ضرب آن در مقدار افتادگی آنی، اضافه افتادگی در طول زمان را با ملاحظه اثر عمومی عوامل فوق، که با محدویت‌های مندرج در جدول شماره ۱۴-۲-۴-۱ کنترل می‌شوند، به دست می‌دهد. بار مرده مورد نظر در این بند، در تفسیر بند ۱۴-۲-۱-۳ تعریف شده است. رابطه ۱۴-۴ ضریب اضافه افتادگی دراز مدت را بر اساس عوامل اصلی ξ، عامل افزاینده تابع زمان، و ρ' عامل کاهنده متناسب با مقدار آرماتور فشاری، تعیین می‌نماید.

برای مقادیر ξ می‌توان از نمودار زیر استفاده نمود :



۱۴-۲-۳-۱ افتادگی دالهای دوطرفه باید با توجه به ابعاد و شکل دال، شرایط تکیه‌گاهی و میزان گیرداری در لبه‌های آن محاسبه شود. این محاسبات حتی در حالتی که بتوان رفتار دالها را خطی- ارتجاعی فرض کرد پیچیده بوده و می‌توان در محاسبات عملی، از جداول و نمودارهای مربوط به افتادگی دالهای با شکل و شرایط تکیه‌گاهی معین، با ساده‌سازی مناسب استفاده نمود. برای محاسبه افتادگی‌های آنی می‌توان از مقادیر E_c و I_e استفاده کرد ولی می‌توان روشهای دیگر و مقادیر دیگری برای EI اختیار نموده مشروط بر اینکه نتایج حاصله انطباق قابل قبولی با نتایج آزمایشهای جامع‌تر داشته باشند.

۱۴-۲-۳-۲ اطلاعات موجود در زمینه افتادگی درازمدت دالها محدود بوده و برای محاسبه آن، از روش ساده شده بند ۱۴-۲-۲-۳ استفاده می‌شود.

۱۴-۲-۴-۱ کنترل افتادگی در تیرها و دالها با محدودیت‌های مندرج در جدول شماره ۱۴-۲-۴-۱ در ساختمانهای متعارف کافی تلقی می‌شود. در موارد دیگری که از این

آیین‌نامه برای طراحی سازه استفاده می‌شود، از قبیل سازه‌های صنعتی معمولی که بار زنده آنها شامل سربار تجهیزات صنعتی نیز می‌شود و سازه‌های با بهره‌برداری خاص مانند سالن‌های ورزشی، لازم است که محدودیت‌های دیگری نیز مورد توجه قرار گیرند. جدول ۱۴-۱ راهنمای مناسبی برای اعمال محدودیت تغییر شکلها در موارد مختلف می‌باشد و می‌توان از مقادیر داده شده در این جدول برای شرایط ذکر نشده دیگر ، با انطباق مفهوم و هدف استفاده نمود.

توضیحات جدول ۱۴-۱

(۱) محدودیت‌های تغییر شکل برای اعضائی که در دو انتهای خود تکیه دارند و نیز طره‌ها، دالها و شبکه‌ها داده می‌شوند و فرض می‌شود که تکیه‌گاه‌ها بدون حرکت می‌باشند. در مورد طره‌ها، طول L دو برابر طول طره و در دالها و شبکه‌ها، طول L در جهت عمود بر تنش‌های اصلی و موازی تنش‌های اصلی، هرکدام کوچکتر باشد، منظور می‌شود.

(۲) تغییر شکل قائم در اثر حرارت عبارت از اختلاف تغیر شکل قائم ستون خارجی و اولین ستون داخلی مجاور آن، در اثر اختلاف درجه حرارت و مقدار L فاصله بین دو ستون مذکور می‌باشد.

جدول ۱۴-۱ محدودیت تغییر شکلها در موارد مختلف

علت اعمال محدودیت	مثال	تغییر شکل مورد نظر	محدودیت تغییر شکل (۱)
۱- از نظر درک حواس:			
۱-۱- دید ظاهری	طره‌های خم شده و تیرهای شکم داده	جمع افتادگی کل آنی و درازمدت	L/240 سلیقه‌ای و ترجیحا L/360
۱-۲- لرزش	لرزش قابل درک کفها	افتادگی آنی در اثر بار زنده	مطابق آیین‌نامه مربوط
	لرزش جانبی ساختمان	مطابق با آئین‌نامه مربوط	-
۱-۳- ایجاد صدا	ارتعاش قابل شنیدن	مجاز نیست	
۲- از نظر بهره‌دهی ساختمان:			
۲-۱- کفهایی که باید آب را تخلیه نمایند.	بامها و سطوح بدون سقف	جمع افتادگی کل آنی و درازمدت	L/240
۲-۲- کفهائی که باید صاف باقی بمانند.	سالن‌های ورزشی	جمع افتادگی کل آنی و درازمدت	L//360 پس از کسر خیز
		جمع آفتادگی‌آنی و درازمدت پس از ساخت کف	L/600
۲-۳- اعضای تکیه‌گاهی تجهیزات حساس	تکیه‌گاه ماشین‌های پرس	جمع افتادگی آنی و دراز مدت پس از نصب تجهیزات	مطابق با آیین‌نامه مربوط و یا توصیه‌های بهره‌بردار
	تیرهای جرثقیل		
۳- از نظر تاثیر روی عناصر غیرسازه‌ای:			
۳-۱- دیوارها	دیوارهای با مصالح بنایی و اندود شده	جمع‌تغییر شکل آنی و درازمدت پس از ساخت دیوار	L/600 و حداکثر ۷/۵ میلیمتر ودوران حداکثر ۱۰ درجه
	جداگرهای فلزی متحرک و جداگرهای موقت	جمع‌آفتادگی آنی و درازمدت پس از ساخت جداگرها	L/240 و حداکثر ۲۵ میلیمتر
	دیوارهای حساس به حرکت جانبی ساختمان	مطابق آئین‌نامه مربوط	-
	دیوارهای حساس به حرکت قائم حرارتی	تغییر شکل قائم در اثر حرارت (۲)	L/300 و حداکثر۱۵ میلیمتر
۳-۲- سقفها	سقف‌های اندود شده	جمع‌آفتادگی آنی و درازمدت پس از ساخت سقف	L/360
	سقفهای کاذب با قطعات جدا از هم	جمع‌افتادگی آنی و درازمدت پس از ساخت سقف کاذب	L/180
۳-۳- قطعات غیرسازه‌ای متکی به اعضای سازه‌ای	پنجره‌ها، دیوارها و جداگرهای تاشو بر روی تکیه‌گاه‌های سخت و زیر قطعات خم‌شونده	جمع‌آفتادگی‌آنی و درازمدت‌اعضای‌سازه‌ای پس‌ازساخت قطعات غیرسازه‌ای	حداکثر برابر با رواداری ساخت قطعات و یا تغییر شکل مجاز قطعات

جدول ۱۴-۱ ادامه

علت اعمال محدودیت	مثال	تغییر شکل مورد نظر	محدودیت تغییر شکل (۱)
۴- از نظر تاثیر روی عناصر سازه‌ای: ۴-۱- تغییر شکلهایی که موجب ایجاد ناپایداری در سازه اولیه می‌شوند	قوس‌ها، پوسته‌ها و ستونهای بلند	تاثیر تغیر شکلها در مقادیر تنشها و پایداری سازه، در طراحی اعضای سازه‌ای ملحوظ می‌شود.	-
۴-۲- تغیر شکل‌هایی که موجب تغییر سیستم بارگذاری و یا تغییر تنش‌ها در سایر اعضا می‌شوند.	تیرهایی متکی به مصالح بنائی که در اثر لنگر پیچشی دوران می‌کنند.	تاثیر تغیر شکلها در مقادیر تنشها و پایداری سازه، در طراحی اعضای سازه‌ای ملحوظ می‌شود.	-
۴-۳- تغییر شکلهایی که آثار دینامیکی ایجاد می‌کنند.	قطعاتی که تشدید ارتعاش در آنها تنش‌های استاتیکی را افزایش می‌دهند مانند قطعات در معرض باد و بارهای متحرک و ماشین‌آلات گردنده.	این تغییر شکلها به تغییر شکلهای استاتیکی اضافه می‌شوند و مجموع آنها باید با محدودیت‌های تغییر شکل، که بدلایل دیگر لازم است کنترل شوند.	

۱۴-۲-۴-۳ استفاده از جدول شماره ۱۴-۲-۴-۳ برای تیرها و دالهای یکطرفه، به غیر از قطعات پیش‌تنیده و یا ساخته شده با بتن سبک، برای بارهای متعارف راهنمای مناسبی برای انتخاب ابعاد اولیه در طراحی می‌باشد. چنانچه فولاد مورد استفاده غیر از S400باشد ضخامت‌های داده شده در جدول باید در ضریب اصلاحی داده شده ضرب شوند. این ضریب تقریبی بوده ولی نتایج محافظه‌کارانه‌ای را برای مقادیر $280 \le f_y \le 560$ MPa به دست می‌دهد.

۱۴-۲-۴-۴ استفاده از جدول شماره ۱۴-۲-۴-۵ برای دالهای تخت بطور معمول، سختی لازم را برای محدود شدن افتادگی‌های آنی و درازمدت به دست می‌دهد. لیکن توصیه می‌شود که در موارد زیر محاسبه افتادگی‌های آنی و دراز مدت و کنترل آنها با محدودیت‌های داده شده صورت گیرد:

- در صورتی که ابعاد دالها از ۷×۷ متر بیشتر باشند.
- در صورتی که سطوح بزرگی، بصورت تکراری ، با دالهای دو طرفه پوشش داده شوند.
- در صورتی که بارهای وارده به دالها از یکنواختی نسبی برخوردار نباشند.
- در صورتی که دالها، دارای بازشوهایی باشند که ضوابط بند ۱۵-۴-۵ را ارضا ننمایند.

۱۴-۲-۴-۶ برای دالهایی که در آنها نسبت طول دهانه بزرگتر به طول دهانه کوچکتر، بیشتر از ۲ باشد، استفاده از جدول شماره ۱۴-۲-۴-۵ و رابطه‌های ۱۴-۵ و ۱۴-۶ که در آنها ضخامت حداقل دال بر حسب کسری از طول دهانه بزرگتر تعریف می‌شود، مقادیر زیاد و غیر معقولی را به دست می‌دهد. در این موارد باید از ضوابط

مربوط به دالهای یکطرفه که در آن طول دهانه کوچکتر دال، مبنای محاسبه افتادگی و کنترل محدودیت آن قرار می‌گیرد استفاده کرد.

۱۴-۲-۴-۷ در طراحی قطعات بتن آرمه، با استفاده از روش حالات حدی نهایی مقاومت و ضرائب ایمنی جزئی بارها و مقاومت‌ها، ممکن است تنش‌های وارده به بتن و میلگرد، تحت اثر بارهای مرده و زنده (بارهای بهره‌برداری) دارای مقادیر زیادی بوده و موجب شوند که به ضوابط حالات حدی بهره‌برداری شامل کنترل تغییر شکل‌ها، ترک‌خوردگی‌ها و پایایی قطعات، به شرح زیر خدشه وارد شود:

الف- بروز ترک‌های موئی طولی به موازات و در اطراف میلگردها، در حالتی که تنش فشاری بتن تحت اثر مجموع بارهای مرده و زنده از یک مقدار بحرانی تجاوز نماید.

ب- بروز ترکهای عمود بر میلگردها، در حالتیکه تنش‌های کششی آنها تحت اثر بارهای مرده و زنده از یک مقدار بحرانی تجاوز نموده و تغییر طول غیرخطی در فولاد ایجاد شود.

ج- افزایش تغییر شکل‌های درازمدت، در اثر خزش بتن، و بروز ترکهای اضافی در حالتیکه تنش فشاری بتن تحت اثر بارهای دراز مدت (عمدتا بار مرده) از یک مقدار بحرانی تجاوز نماید.

حالت‌های فوق از نظر حالات حدی بهره‌برداری و خاصه در شرایط محیطی نامناسب، از نظر پایایی قطعات و بطور کلی از نظر منظر سازه نامناسب بوده و لازم است که با اعمال محدودیت‌ها و یا اتخاذ تدابیر دیگر، از تحقق آنها جلوگیری شود.

در این آیین‌نامه، محدودیت‌های ارائه شده برای تنش حداکثر بتن برابر $0.6f_c$ تحت اثر

مجموع بارهای مرده و زنده و برابر $0.45f_c$ تحت اثر بارهای درازمدت، مربوط به حالت‌های الف و ج بوده و در مورد حالت ب فرض می‌شود که رعایت ضوابط آیین‌نامه‌ای در طراحی قطعات، آثار نامناسب گفته شده را، کنترل نموده و به حالت قابل قبول تبدیل می‌نماید.

محدودیت‌های فوق برای تنش فشاری بتن بعنوان ملاک‌های اصولی برای کنترل حالات حدی بهره‌برداری مطرح شده و فقط در موارد خاصی که شرایط مذکور در بند ۱۴-۲-۴-۷ موجود بوده و تدابیر دیگری اتخاذ نشده باشند نیاز به کنترل خواهند داشت. بطور کلی در صورتی که طراحی قطعات با شرایط زیر صورت گرفته باشد، فرض می‌شود که افزایش تنش‌های فشاری بتن و کششی فولاد اثری سوء بر عملکرد قطعه نخواهند داشت:

- طراحی قطعات بر اساس حالت حدی مقاومت مطابق آیین‌نامه.
- پیش‌بینی حداقل مقطع میلگردها مطابق آیین‌نامه.
- رعایت تمامی ضوابط مربوط به جزئیات قالب بندی و آرماتوربندی از قبیل حداقل ابعاد مقطع، حداقل ضخامت پوشش، حداقل تعداد میلگردها، قطر و فواصل حداکثر و حداقل میلگردها، طول مهاری و وصله میلگردها، قطر و فواصل خاموتها و غیره.
- رعایت ضوابط مربوط به باز پخش لنگرها مطابق آیین‌نامه و محدود بودن آن به مقدار ۳۰ درصد در طراحی دالها.
- استفاده از خاموتهای بسته برای محصور نمودن میلگردهای طولی واقع در منطقه فشاری بتن.

روش کنترل تنش‌ها

کنترل تنش فشاری بتن و تنش کششی فولاد با استفاده از روش تنشهای مجاز، با فرض توزیع خطی تنشها در مقطع و بارهای مرده و زنده بدون ضریب تشدید و ضوابط زیر صورت می‌گیرد :

- در مقاطعی که تنش کششی بتن، با فرض مقطع ترک نخورده از مقدار $0.6\sqrt{f_c}$ تجاوز نمی‌کند، تمام مقطع بتن و مقاطع میلگردها، چه در کشش و چه در فشار تحت تنش‌های خطی قرار می‌گیرند.

- در مقاطعی که تنش کششی بتن، با فرض مقطع ترک‌نخورده از مقدار $0.6\sqrt{f_c}$ تجاوز می‌کند مقطع، ترک خورده فرض شده و بتن در قسمت فشاری و میلگردها در کشش و فشار تحت تنش‌های خطی قرار می‌گیرند و از مقاومت قسمت کششی بتن و تاثیر آن در سختی قطعه صرفنظر می‌شود.

در قطعات خمشی، بدون استفاده از محاسبات به روش فوق می‌توان از روابط زیر برای کنترل تنش‌های فشاری بتن استفاده نمود. در این روابط اثر آرماتور فشاری منظور نشده است.

۱- $f_c = 20$ MPa $\qquad$ $f_c = 400$ MPa

$D \le 3L$	$100\rho_{max} = 1.15\ \gamma_f - 0.80$
$D \ge 3L$	$100\vartheta_{max} = 5.43\gamma_f - 6.42$

۲- $f_c = 400$ MPa $f_c = 25$ MPa

$D \le 3L$	$100\rho_{max} = 1.52\,\gamma_f - 1.04$
$D \ge 3L$	$100\rho_{max} = 7.28\gamma_f - 8.60$

۳- $f_c = 300$ MPa $f_c = 20$ MPa

$D \le 3L$	$100\rho_{max} = 1.91\ \gamma_f - 1.36$
$D \ge 3L$	$100\rho_{max} = 8.15\gamma_f - 9.55$

۴- $f_c = 300$ MPa $f_c = 25$ MPa

$D \le 3L$	$100\rho_{max} = 2.54\ \gamma_f - 1.79$
$D \ge 3L$	$100\rho_{max} = 12.13\gamma_f - 14.38$

در این روابط γ_f ضریب تشدید کلی و برابر $\frac{1.25D + 1.50L}{D + L}$ می‌باشد.

۱۴-۳-۱-۱ سازه‌هایی که با روش تنش‌های مجاز و با تنش کم میلگردهای طراحی شده‌اند دارای ترک‌های خمشی محدودی بوده و از این نظر رفتار مناسبی داشته‌اند. هنگامی که از فولادهای با مقاومت زیاد، که تحت اثر بارهای بهره‌برداری دارای تنشهای زیادی هستند استفاده می‌شود، ترک‌های خمشی قابل مشاهده زیادتر شده و لازم است که در جزئیات آرماتوربندی قطعات دقت بیشتری به‌عمل آید. برای اطمینان از محافظت میلگردها در برابر خوردگی و نیز داشتن منظر مناسب، ترک‌های موئی به تعداد زیاد،به ترک‌های عریض به تعداد کم ارجحیت دارد.

جزئیات آرماتوربندی ارائه شده در آیین‌نامه، غالبا منجر به کنترل ترک‌خوردگی به میزان قابل قبول و عملکرد مطلوب قطعات بتن آرمه، حتی در حالت استفاده از فولادهای با مقاومت مشخصه بیشتر از 400 MPa می‌گردد.

تحقیقات آزمایشگاهی جامع، متناسب بودن عرض ترک‌ها با تنش موجود در میلگردها را تایید می‌نماید. متغیرهای مهم در جزئیات آرماتوربندی، ضخامت پوشش بتن روی میلگردها و سطح بتن در ناحیه کشش هر یک از میلگردها می‌باشد.

ترک‌ها ذاتا تمایل به عریض شدن داشته و تحت تاثیر جمع‌شدگی و سایر عوامل وابسته به زمان قرار دارند. بهترین روش کنترل ترک‌خوردگی، پخش مناسب میلگردها در ناحیه تنش‌های کششی حداکثر بتن می‌باشد و استفاده از چند میلگرد با فواصل متوسط در مقایسه با تعداد کمتر میلگردها با همان سطح مقطع و فواصل زیادتر، در کاهش عرض ترک‌ها موثرتر می‌باشد.

۱۴-۳-۱-۴ در تیرهای T شکل، در مواردی که بال تیر در کشش قرار دارد فاصله زیاد میلگردها در عرض موثر بال تیر ممکن است ترک‌های عریضی را در نزدیکی جان تیر ایجاد نماید. محدودیت توزیع میلگردها در عرضی برابر $\frac{۱}{۱۰}$ طول تیر موجب می‌شود که فواصل میلگردها و متناسبا عرض ترکها محدود گردد. در این حالت برای باقیمانده عرض موثر بال، باید میلگردهای کششی اضافی پیش‌بینی شوند. حداقل مقدار این میلگردها دو برابر حداقل آرماتور جمع‌شدگی و حرارت در دالها می‌باشد.

۱۴-۳-۱-۵ پیش‌بینی میلگردهای گونه (میلگردهای جلدی)، در تیرهای با ارتفاع زیاد، ترک‌خوردگی منطقه کششی بتن واقع بین میلگردهای کششی و تار خنثی را محدود می‌نماید.ضوابط ارائه شده دراین بند، بطورعمده برای تیرهای به ارتفاع بیش از ۹۰۰ میلیمتر بوده و برای ارتفاع‌های کمتر، جنبه احتیاطی دارند. اگر میلگردهای گونه،برای جذب لنگر پیچشی درتیرهامحاسبه شده باشند،باید به نکات زیر توجه شود:

الف- در صورتیکه سطح مقطع این میلگردها در ناحیه مخصوص میلگردهای جلدی گونه، $\frac{d}{2}$، مساوی و یا بیشتر از سطح مقطع لازم برای میلگردهای جلدی گونه باشد لزومی به اضافه کردن سطح مقطع میلگردهای پیچشی نمی‌باشد، مشروط بر اینکه از میلگردهای جلدی گونه در محاسبه سطح مقطع میلگردهای کششی استفاده نشده باشد.

ب- در صورتی که از میلگردهای جلدی گونه،در محاسبه سطح مقطع میلگردهای کششی استفاده شده باشد، این میلگردها، میلگردهای کششی فرض شده و سطح مقطع لازم،باید برابر با مجموع سطح مقطع میلگردهای کششی و میلگردهای گونه پیچشی در نظر گرفته شود. به بند ۱۲-۹-۱ مراجعه شود. ضوابط مندرج در این بند برای اعضای خمشی که مطابق بندهای ۱۱-۷ ، ۱۲-۱۴ و ۱۲-۱۵ بعنوان تیر تیغه و یا دستک و یا شانه معرفی می‌شوند کاربرد ندارند.

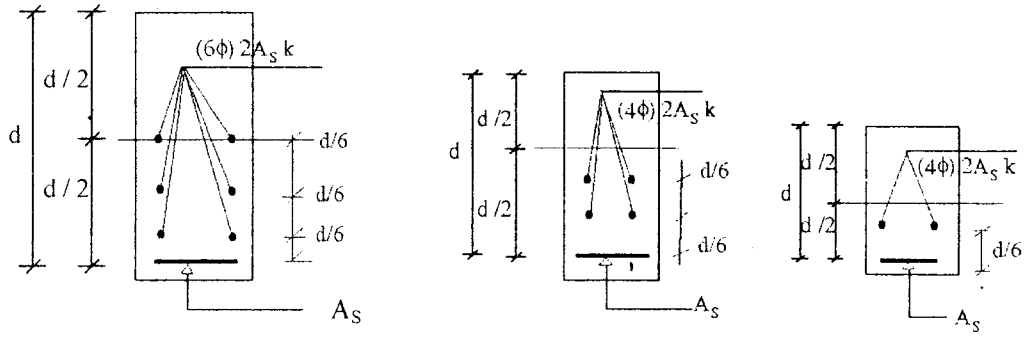
سطح مقطع کل میلگردهای گونه با استفاده از رابطه زیر به دست می‌آید.

$$2A_{sk} \approx (d - 750) \times \frac{d}{1000}$$

با توجه به رابطه فوق اشکال ۱۴-۱ نمونه‌های قابل قبول میلگردهای گونه تیرهای با

ارتفاع‌های مختلف را نشان می‌دهند.

$1800 \geq d \geq 925$ $900 \geq d \geq 600$ $900 \geq d \geq 600$



$d = 1800$, $2\ A_{sk} = 6\Phi\ 20$

$d = 1700$, $2\ A_{sk} = 6\Phi\ 18$

$d = 1500$, $2\ A_{sk} = 6\Phi\ 16$

$d = 1400$, $2\ A_{sk} = 6\ \Phi\ 14$

$d = 1300$, $2\ A_{sk} = 6\Phi\ 12$

$d = 1150$, $2\ A_{sk} = 6\Phi\ 10$

$d = 1050$, $2\ A_{sk} = 6\Phi 8$

$d = 925$, $2\ A_{sk} = 6\Phi\ 6$

$d = 900$, $2\ A_{sk} = 4\Phi 8$ $(2\Phi 10$ یا $)$

$d = 800$, $2\ A_{sk} = 4\Phi 6$ $(2\Phi 10$ یا $)$

$d = 700$, $2\ A_{sk} = 4\Phi 6$ $(2\Phi 8$ یا $)$

$d = 650$, $2\ A_{sk} = 4\Phi 6$ $(2\Phi 8$ یا $)$

$d = 600$, $2\ A_{sk} = 4\Phi 6$ $(2\Phi 8$ یا $)$

شکل ۱۴-۱

۱۴-۳-۲-۱ روشهای کنونی در مورد کنترل عرض ترک اکثرا بر پایه مطالعات تجربی در آزمایشگاه‌ها تدوین شده اند. نتایج حاصل از این آزمایشها به قرار زیراند :

۱- با استفاده از میلگردهای آجدار،عرض ترکها به حداقل می‌رسد.

۲- حداکثر عرض ترک در اثر بارهای خارجی به طور تقریبی بستگی به تنش در میلگردها دارد.

۳- عرض ترکهای خمشی در صورتی که میلگردها به خوبی در ناحیه کششی بتن توزیع گردند، به حداقل خواهد رسید.

۴- عرض ترک در سطح بتن متناسب با ضخامت قشر بتن محافظ روی میلگردها می‌باشد.

از بندهای ۳ و ۴ چنین نتیجه می‌شود که از نقطه‌نظر به حداقل رساندن عرض ترک، استفاده از میلگردهای با قطر کم و با توزیع مناسب در ناحیه کششی، موثرتر از میلگردهای با قطر زیاد و با همان سطح مقطع می‌باشد.

بر پایه تحقیقات انجام شده رابطه زیر برای تخمین عرض ترک در وجه کششی تیرها و دالهای یک طرفه پیشنهاد شده است:

$$w = c\beta f_s \sqrt[3]{dcA}$$

با توجه به شکل الف پارامترهای موجود در رابطه فوق به شرح زیر می‌باشند:

w = حداکثر عرض ترک به میلیمتر.

c = ضریب تجربی مساوی 10^{-5} (بر حسب N/mm^2)

β = نسبت h_2/h_1 در شکل الف (مساوی ۱/۲ برای تیرها و۱/۳۵ برای دالها)

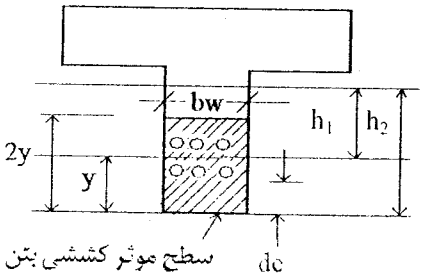
A = مساحتی از بتن که یک میلگرد را احاطه کرده است. با توجه به شکل ۱۴-۲-الف

مقدار آن در تیرها برابر با $2yb_w$ تقسیم بر تعداد میلگردها می‌باشد. $2yb_w$ سطح موثر بتن کششی احاطه کننده میلگردها می‌باشد که مرکز ثقل آن منطبق بر مرکز ثقل میلگردهای کششی است. در صورتی که قطر میلگردهای کششی متفاوت باشد، تعداد میلگردها مساوی سطح مقطع کل میلگردها تقسیم بر سطح مقطع قطورترین میلگرد مصرفی می‌باشد. مقدار A در دالها مطابق شکل ب تعریف می‌گردد.

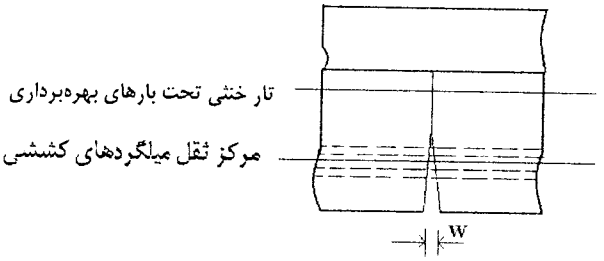
f_s = تنش میلگردها تحت بارهای بهره‌برداری (نیوتن بر میلیمتر مربع)

d_c = فاصله وجه کششی تا مرکز ثقل نزدیکترین میلگرد کششی برحسب میلیمتر

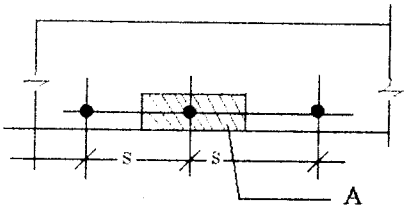
(اشکال ۱۴-۲-الف و ب)



شکل الف- تیرها



شکل پ - نمای جانبی ترک



شکل ب - دالها

شکل ۱۴-۲

با توجه به طبیعیت اتفاقی وقوع ترک در تیر و پراکندگی زیاد در مقدار عرض ترکهای

حداکثر اندازه‌گیری شده حتی در شرایط دقیق آزمایشگاهی، دقت زیاد در محاسبه عرض ترک منطقی به نظر نمی‌رسد و مقدار حاصل از رابطه فوق را باید به عنوان یک مقدار متوسط پذیرفت و انتظار وقوع ترکهای عریض تر از مقدار فوق را بصورت اتفاقی داشت. بر پایه رابطه فوق آیین‌نامه حاضر رابطه زیر را برای محاسبه ترک در تیرها و دالهای یک طرفه ارائه می‌نماید.

$$w = 13\times10^{-6} f_s \sqrt[3]{dcA}$$

تفسیر فصل پانزدهم

طراحی سیستم‌های دال دو طرفه

۱۵-۱ گستره

سیستم‌های دال که با استفاده از ضوابط این فصل می‌توانند طراحی شوند بطور عمده عبارتند از : «دال‌های دو طرفه»، «دال‌های تخت»، «دال‌های قارچی» و «دالهای مشبک». گرچه اصول اساسی طراحی عنوان شده در این فصل را می‌توان در مورد تمامی سیستم‌های سازه‌ای صفحه‌ای شکل، که تحت اثر بار در جهت عمود بر میانصفحه خود قرار دارند، به کار برد ولی وجود بعضی دستورالعمل‌های خاص، کاربری ضوابط را بطور عمده به سیستم‌های دال ذکر شده محدود می‌کند. در این فصل علاوه بر معرفی سه روش طراحی مبتنی بر رفتار خطی و الاستیک دال‌ها، کاربری روش پلاستیک دال‌ها نیز مجاز شناخته شده است. این روش را در طراحی تمامی دال‌ها صرفنظر از شکل و نحوه آرماتورگذاری آنها می‌توان به کار برد.

دال‌های یکطرفه، که در آنها آرماتور خمشی تنها در یکجهت قرار دارد، و دال‌های روی زمین، که باری را از سایر قسمت‌های سازه به خاک منتقل نمی‌کنند، مشمول ضوابط این فصل نمی‌شوند. دالهای یکطرفه، مانند تیرها، مشمول ضوابط کلی طراحی قطعات برای خمش و برش می‌باشند.

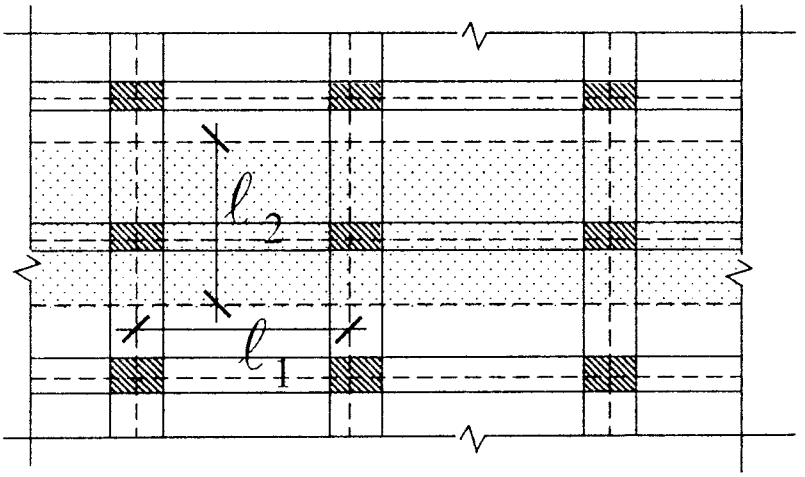
دال‌های دوطرفه که مشمول ضوابط این فصل می‌باشند باید اولا در لبه‌های خود به تیرها تکیه‌کنند، ثانیا این تیرها در سراسر طول خود یا در گوشه‌های دال به تکیه‌گاه‌های غیرقابل نشست مانند دیوارها و ستون‌ها، تکیه داشته باشند. دال‌های دو طرفه که در یک جهت به تیرهای فرعی تکیه دارند و درجهت دیگر همراه با این تیرها به تیرهای اصلی تکیه‌می‌کنند، به شرطی مشمول ضوابط این فصل می‌شوند که اثر تغییر مکان‌های قائم تکیه‌گاه‌ها در طراحی آنها منظور گردد.

دیوارهایی که به عنوان تکیه‌گاه در یک سمت دال قرار دارند باید در سراسر طول چشمه دال ادامه داشته باشند. در غیر اینصورت آنها را باید مانند ستون در نظر گرفت.

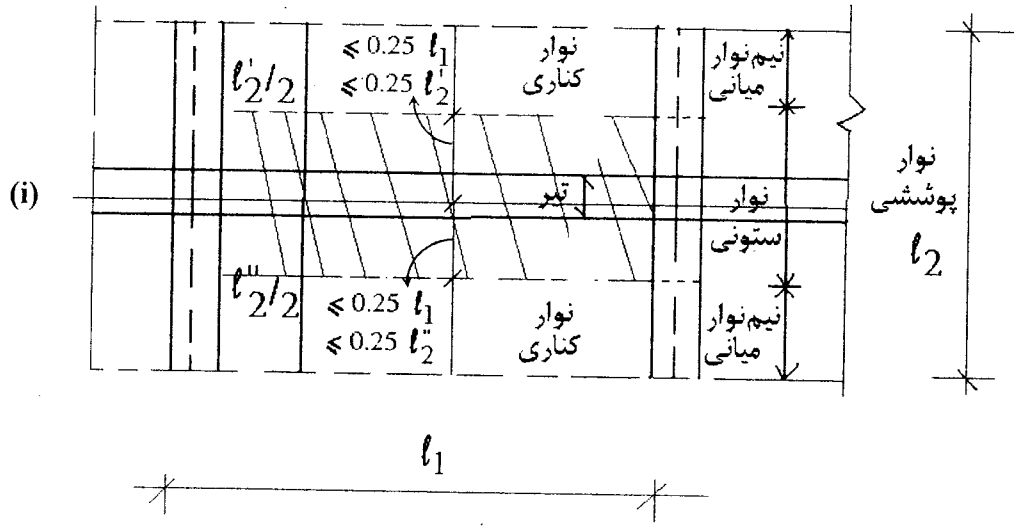
❑ ۱۵-۲ تعاریف

در شکل های زیر تعاریف عنوان شده در این بند نشان داده شده‌اند.

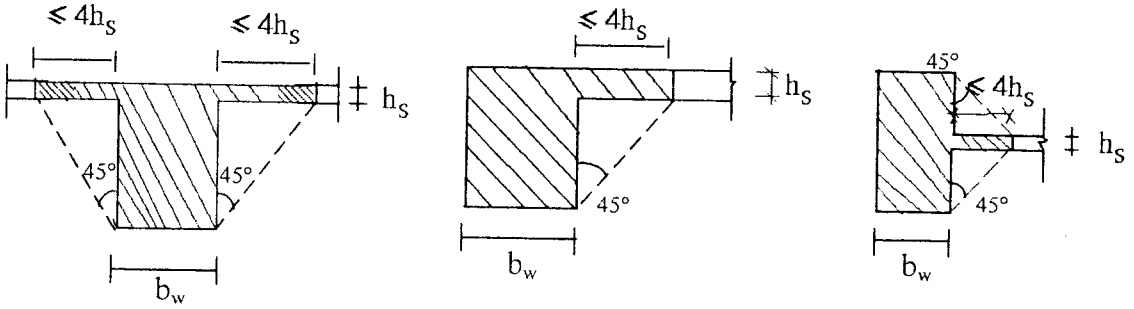
(i)



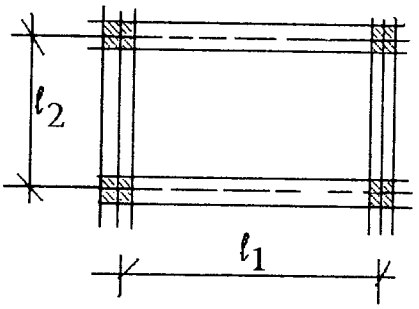
شکل ۱۵-۱ نوار پوشش در قاب (i)



شکل ۱۵-۲ نوار ستونی و نیم نوارهای میانی



شکل ۱۵-۳ نوار ستونی و نیم‌نوارهای میانی



شکل ۱۵-۴ چشمه دال

❑۱۵-۳ روش‌های طراحی

در آئین‌نامه چهار روش برای طراحی دال‌ها معرفی شده‌اند که هر یک را با رعایت محدودیت‌های آن می‌توان به کار گرفت. در عین حال استفاده از روش‌های دیگر طراحی منع نشده است. بطور کلی هر روشی که در آن اصول اساسی مکانیک سازه‌ها رعایت شده باشند و نسبت به الزامات مربوط به ایمنی و بهره‌برداری اطمینان کافی موجود باشد، می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد. از آن جمله می‌توان از : روش‌های تحلیلی حدی صفحات، روش‌های عددی « تفاوت‌های محدود» و «اجزای محدود» نام برد. در کاربرد هر یک از این روشها بویژه باید به وضعیت تنش‌های ناشی از برش و پیچش، علاوه بر خمش، در حوالی تکیه‌گاه‌ها توجه خاص نمود.

محدودیت های مربوط به کاربرد هر یک از روش‌های چهارگانه در بخش‌های مربوط به آنها توضیح داده شده‌اند.

❑ ۱۵-۴ ضوابط کلی طراحی دال‌ها

۱۵-۴-۱ ضخامت دال

۱۵-۴-۲ طراحی برای خمش و برش

طراحی دال‌ها برای خمش و برش نیز مشابه طراحی تیرهاست و ضوابطی که در فصل‌های یازدهم و دوازدهم توصیه شده‌اند، دراینجا نیز کاربرد دارند. در دال‌های با ضخامت کمتر از ۳۰۰ میلیمتر بطورمعمول آرماتور فشاری و یا خاموت برشی به کار برده نمی‌شود، ولی در ضخامت‌های بیشتر می‌توان از این اجزا استفاده کرد که روش تعیین هر یک از آنها در فصول مربوطه گفته شده است.

شرایط مربوط به الزام رعایت حداقل آرماتور کششی برای خمش در تیرها، در مورد دال‌ها صادق نیست. در دال‌ها معمولا ترک‌خوردگی‌ها موضعی بوده و بندرت انهدام ناگهانی کل دال را بهمراه دارند. به این علت در دال‌ها لزومی به رعایت ضابطه مربوط به تیرها نیست. در دال‌ها رعایت حداقل آرماتور کششی برای ملاحظات جمع‌شدگی ناشی از حرارت و غیره مطابق بند ۸-۷ کافی تشخیص داده می‌شود. توصیه می‌شود در مقاطعی که آرماتور کششی مورد نیاز برای خمش کمتر از آرماتور حرارتی، بند ۸-۷ است، ضمن تامین ضابطه این بند در کل مقطع دال، مقدار آرماتور کششی مربوط به خمش به اندازه ۳۰ درصد بیشتر از مقدار مورد نیاز تامین شود.

۱۵-۴-۳ انتقال لنگر خمشی در اتصالات دال به ستون

ضوابط این بند مربوط به چگونگی انتقال لنگر خمشی از دال به ستون در سیستم‌های دال بدون تیر است. شواهد آزمایشگاهی نشان می‌دهند که انتقال لنگر خمشی متعادل نشده از دال به ستون تنها از طریق رفتار خمشی صورت نمی‌گیرد و قسمتی از این لنگر بوسیله تلاش برشی ایجاد شده در بدنه ستون منتقل می‌شود. عدم توجه به مقدار این برش و منظور نکردن آن در محاسبات مربوط به برش ممکن است ترک‌خوردگی‌های زیاد و احتمالا انهدام برشی بهمراه داشته باشد.

آرماتور لازم برای تحمل M_{uf} باید در عرض $C_2 + 3h$ در دو سمت ستون متمرکز شود. توجه به این نکته لازم است که نوار ستونی دال باید کلا برای لنگر خمشی متعلق به این نوار که از تحلیل سیستم دال به دست آمده است، طراحی شود. تنها باید نسبت به قرار دادن آرماتور مورد نیاز برای M_{uf} در عرض یاد شده توجه خاص

مبذول داشت.

۱۵-۴-۴ کتیبه دال‌ها

ایجاد کتیبه روی ستون‌ها دردال‌های تخت و قارچی یا به منظور افزایش مقاومت برشی دال در اطراف ستون و یا به منظور کاهش مقدار آرماتور منفی دال در این نواحی می‌باشد. در حالت اول ابعاد کتیبه در پلان و در ارتفاع بر طبق ملاحظات مربوط به برش تعیین می‌شوند و در حالت دوم رعایت محدودیت‌های این بند ضروی تشخیص داده می‌شود. توصیه می‌شود محدودیت‌های این بند در حالت اول نیز رعایت شوند.

۱۵-۴-۵ بازشوها در سیستم دال‌ها

در دال‌ها همواره می‌توان بازشوهایی با ابعاد مورد نظر ایجاد کرد، مشروط بر آن که آثارآنها را در طراحی منظور نمود. در حال حاضر منظور کردن آثار ناشی از بازشوها به کمک روش‌های عددی حل دال‌ها به راحتی امکان‌پذیر است. محدودیت‌های این بند مربوط به مواردی است که ابعاد بازشو کوچک است و نیازی به تحلیل خاص نیست. در هر حالت آرماتورگذاری در اطراف بازشوها و بویژه گوشه‌های آنها نیاز به توجه خاص دارد.

❑ ۱۵-۵ آرماتورگذاری در دال‌ها

۱۵-۵-۱ ضوابط کلی آرماتورگذاری

۱۵-۵-۱-۳ و ۱۵-۵-۱-۴ دال‌هایی که به تیر پیشانی ختم می‌شوند به لحاظ میزان گیرداری در تیر وضعیت نامشخصی دارند. اگر تیر جزئی از یک دیوار بتن آرمه باشد، دال دارای گیرداری کامل است و در غیراینصورت دال دارای گیرداری جزئی است و مقدار آن بستگی به سختی پیچشی تیر دارد. در این حالت درجه گیرداری می‌تواند از مقدار گیرداری کامل تا مقدار آزادی کامل در تغییر باشد. ضوابط این بندها برای منظور کردن این حالت‌های نامعلوم ارائه شده‌اند.

۱۵-۵-۲ جزئیات ویژه برای آرماتورگذاری دال های با تیر

دال‌ها به علت وجود لنگرهای پیچشی در مقاطع مجاور گوشه‌های خارجی شان، در این گوشه‌ها میل به بلند شدن از روی تکیه‌گاه را دارند. وجود تیرها و یا ستون‌ها در این گوشه‌ها مانع بلند شدن گوشه‌ها می‌شود. به این علت احتمال بروز ترک خوردگی‌هایی درامتداد عمود بر قطر در بالای دال، و در امتداد موازی با قطر در پایین دال، وجود دارد. آرماتورهای ویژه پیش‌بینی شده در این بند به منظور جلوگیری از ایجاد یا گسترش این ترک هاست. مقدار آرماتور مورد نیاز، به لحاظ سهولت در محاسبات، برابر با مقدار آرماتور مثبت مورد نیاز در وسط دهانه دال پیشنهاد شده است. این آرماتورها، اضافه بر مقدار آرماتور مورد نیاز برای خمش است.

۱۵-۵-۳ جزئیات ویژه برای آرماتورگذاری دال‌های بدون تیر

۱۵-۵-۳-۳ خم کردن میلگردها در دال‌های با ضخامت کم معمولا به سهولت انجام پذیر نیست. بدین علت در شکل نشان داده شده در این بند از خم میلگردها خودداری شده است. بهرحال در صورتی که ضرورتی برای این امر پیش آید، زاویه خم باید کمتر یا مساوی ۴۵ درجه در نظر گرفته شود.

۱۵-۵-۳-۵ در قاب‌های مهار نشده، طول میلگردهای مشخص شده در شکل ۱۵-۵-۳-۲ ممکن است تکافوی نیاز لنگرهای خمشی ناشی از ترکیب بارهای جانبی و قائم را ننماید. در این قاب‌ها لازم است طول میلگردها با استفاده از دیاگرام لنگرهای خمشی تعیین شود.

۱۵-۵-۳-۶ و ۱۵-۵-۳-۷ عبور دادن میلگردهای گفته شده از داخل هسته ستون‌ها برای ایجاد نوعی مقاومت ذخیره شده در محل اتصال است. این مقاومت ذخیره در صورت اسیب به یکی از پایه‌ها، نشست پایه و یا برش سوراخ‌کننده، به دال امکان می‌دهد که بین دوپا یه مجاور در خمش مقاومت کرده و فرو نریزد. این میلگردها را می‌توان میلگردهای انسجام نامید. چرا که در صورت رویداد آسیب‌دیدگی، انسجام نسبی دال را حفظ می‌نمایند.

❑ ۱۵-۶ روش قاب معادل

۱۵-۶-۱ گستره

۱۵-۶-۱-۱ برای کاربرد روش قاب معادل دو شرط زیر تعیین شده‌اند: متعامد بودن قاب‌ها و بارگذاری ثقلی قاب‌ها. با تامین این دو شرط سیستم‌های دال شامل : دال‌های دو طرفه، دال‌های تخت، دال‌های قارچی، و دال‌های مشبک را می‌توان با استفاده از این روش، تحلیل وطراحی نمود. ضرائب عنوان شده برای توزیع لنگرهای خمشی بین نوارهای مختلف دال و تیرها بطور عمده بر اساس نتایج آزمایش‌هایی هستند که بر روی این نوع از قاب‌ها انجام گردیده و در آنها آثار ناشی از ترک‌خوردگی دال و شکل هندسی تکیه‌گاه‌ها منظور شده‌اند.

۱۵-۶-۱-۲ در روش قاب معادل، دال به همراه تیر در تحلیل قاب برای بارها دخالت داده می‌شود و سختی آن در برآورد مقدار تغییر شکل‌ها اثر می‌کند. از آنجا که سختی دال‌ها بستگی به میزان ترک‌خوردگی آنها دارد و در واقع تابع عواملی مانند بارگذاری، جمع شدگی بتن و تغییرات دمای محیط است، مشکل بتوان یک برآورد واقعی از مقدار آن برای طول عمر سازه بعمل آورد. با این ترتیب دخالت دادن دال در تحلیل قاب برای بارهای جانبی ممکن است میزان تغییر شکل‌های جانبی را دچار خطای قابل ملاحظه نماید. به این علت بکارگیری روش قاب معادل برای تحلیل بارهای جانبی توصیه نمی‌شود. با این حال چنانچه بتوان سختی دال را با دقت مورد نظر تخمین زد و در محاسبات منظور نمود، روش قاب معادل را می‌توان برای تحلیل بارهای جانبی نیز به کار برد. چند روش برای برآورد سختی تیر- دال بر اساس مشاهدات

آزمایشگاهی پیشنهاد شده‌اند. از جمله منظور کردن حدود ۲۵ تا ۵۰ درصد ممان اینرسی دال در محاسبات سختی قاب توصیه شده است. در این روش‌ها، همچنین نشان داده شده است که پارامترهای ℓ_2/ℓ_1 و C_1/ℓ_1 و C_2/ℓ_2 در سختی تیر- دال دخالت دارند.

بهرحال در صورت عدم استفاده از روش قاب معادل برای تحلیل بارهای جانبی، آئین‌نامه اجازه می‌دهد بارهای جانبی توسط قاب متشکل از تیرها و ستون‌ها یا دیوارها، و یا متشکل از نوار ستونی و ستون‌ها یا دیوارها در سیستم دال بدون تیر، تحمل شوند و آثار آنها با آثار ناشی از بارهای ثقلی در این اعضا ترکیب گردند.

۱۵-۶-۲ روش طراحی

در روش طراحی قاب معادل، سیستم سه بعدی دال به ترتیبی تبدیل به تعدادی قاب دو بعدی عمود بر هم می‌شود و زیر اثر بارهای ثقلی تحلیل می‌گردد. لنگرهای خمشی ایجاد شده در مقاطع تیر- دال بر طبق ضوابط مشخص بین نوارهای مختلف دال و تیر توزیع شده و مبنای طراحی این اعضاء قرار می‌گیرند. روش کار را می‌توان به صورت زیر خلاصه کرد:

الف- قاب‌های معادل مطابق آنچه در بند ۱۵-۶-۳ گفته شده است ساخته می‌شوند.

ب- هر قاب در هر طبقه زیر اثر بار وارده به نوار پوششی، عرض ℓ_2 ، قرار داده می‌شود.

پ- قاب با استفاده از یکی از روش‌های متعارف تحلیل سازه‌ها حل شده و لنگرهای خمشی در مقاطع مختلف نوار پوششی و ستون‌ها محاسبه می‌شوند.

ت- لنگرهای خمشی ایجاد شده در مقاطع مختلف نوار پوششی بر طبق درصدهای خاصی بین نوار ستونی و نوار میانی توزیع می‌شوند.

ث- لنگرهای خمشی متعلق به نوار ستونی بر طبق درصدهای معینی بین تیر و قسمتی از دال که در نوار ستونی قرار دارد توزیع می‌شوند.

ج- اجزای قاب شامل تیرها، دال‌ها در نوار ستونی و نیم‌نوارهای میانی، و ستون‌ها برای لنگرهای خمشی سهم خودشان طراحی می‌شوند.

چ- در هر چشمه دال لنگرهای خمشی منفی ایجاد شده در نوار میانی و دال متعلق به نوار ستونی به صورت لنگرهای پیچشی به تیر عمود بر قاب اثر می‌کنند. تیر عمود بر قاب اصلی برای جمع جبری لنگرهای پیچشی اعمال شده از سمت دو چشمه دال مجاور خود، طراحی می‌شود.

ح- طراحی دال و تیرهای زیر سری برای برش بر اساس بارهایی که طبق بند (۱۵-۷-۷) توزیع شده‌اند، انجام می‌شود.

۱۵-۶-۳ قاب معادل

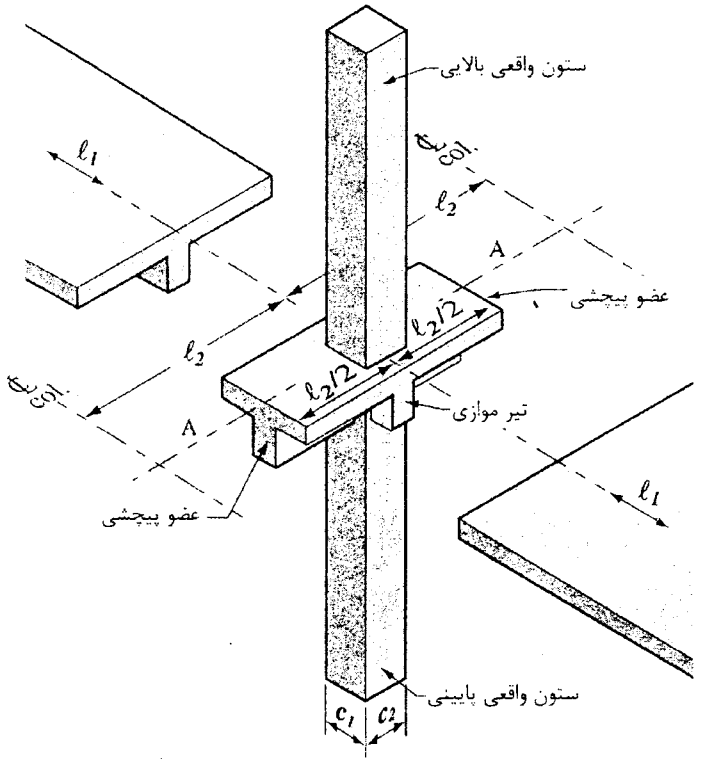
۱۵-۶-۳-۱ تا ۱۵-۶-۳-۵ هر قاب معادل، شامل سه جزء اصلی است :

الف- نوار پوشش مرکب از تیرهای هر ردیف، اگر وجود داشته باشند، و قسمتی از عرض دال‌های طرفین هر ردیف که به محورهای وسط این چشمه‌ها منتهی می‌شوند.

ب- ستون‌ها یا دیوارهای موجود در هر ردیف دیوارها باید درتمام طول یک چشمه دال ادامه داشته باشند وگرنه باید مانند ستون‌هائی در نظر گرفته شوند.

پ- تیرهای عمود بر قاب مورد نظر و یا دال در جهت عمود بر این قاب. این تیرها و یا

دال با مقاومت خود در مقابل پیچش، یا خمش ایجاد شده در قاب مورد نظر مقابله می‌کنند و بر رفتار خمشی قاب اثر می‌گذارند. سه جز فوق در شکل زیر نشان داده شده‌اند.



شکل ۱۵-۵

مشخصات پیچشی تیرها و یا دال عمود بر قاب در بند ۱۵-۶-۵ داده شده‌اند. برای منظور کردن سختی پیچشی این قطعات در تحلیل قاب ، یک راه حل آنست که آنها را به صورت فنرهای پیچشی در محل اتصال تیرها و ستون‌ها در نظر گرفت و لنگرهای ایجاد شده در آنها را زیر اثر خمش قاب اصلی بطورمستقل محاسبه کرد. در روش قاب معادل این راه حل انتخاب نشده است. در مقابل، سختی پیچشی این قطعات به

طریقی با سختی خمشی ستون‌ها ترکیب و سختی معادل برای ستون‌ها تعریف و در محاسبات دخالت داده شده است. درواقع ستون‌های اصلی در قاب با «ستون‌های معادلی» جایگزین می‌شوند. نحوه تعیین سختی معادل این مجموعه در بند ۱۵-۶-۶ توضیح داده شده است.

۱۵-۶-۳-۶ نظیر آنچه در تحلیل تقریبی قاب‌ها در بندهای اشاره شده اجازه داده شده است، برای تحلیل قاب معادل می‌توان آن را به زیر قاب‌ها تقسیم و هر یک از آنها را جداگانه تحلیل نمود.

۱۵-۶-۳-۸ اثر کوتاه شدن طول ستون‌ها به علت نیروهای محوری معمولا در ساختمان‌های بلند بیشتر مشهود است. در این ساختمان‌ها طبعا باید این اثر را منظور کرد، ولی در ساختمانهای کوتاه می‌توان آن را نادیده گرفت. همچنین تغییر شکل‌های ناشی از برش در تیرها معمولا در تیرهای با ارتفاع زیاد مشهود است. در ساختمانها بطورمعمول این اثر ناچیز است.

۱۵-۶-۴ ممان اینرسی قطعات در قاب معادل

۱۵-۶-۴-۱ در تحلیل قاب‌ها، مطابق آنچه در بند ۱۰-۳-۴-۲ توضیح داده شده است، آثار ناشی از ترک خوردگی اعضا باید منظور شود. از آنجا که این امر به سادگی میسر نیست، در تحلیل قاب‌ها بطورمعمول یا تمامی مقاطع تیرها و ستون‌ها ترک نخورده و یا همه آنها ترک‌خورده فرض می‌شوند. فرض نخست ساده‌تر است و در مورد قاب

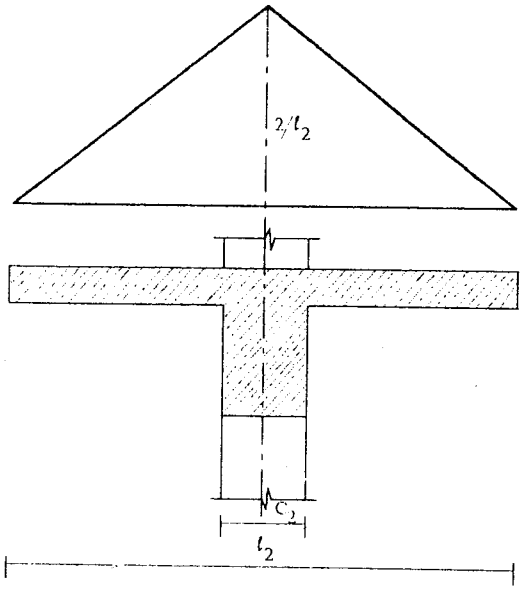
معادل نیز می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد.

۱۵-۶-۴-۲ چگونگی تاثیر تغییر ابعاد تیرها و ستون‌ها در تحلیل قاب‌ها را در اکثر کتب کلاسیک می‌توان یافت.

۱۵-۶-۵ قطعات پیچشی

در این بخش مشخصات پیچشی تیرها و دال در جهت عمود بر قاب مورد نظر تعیین شده‌اند. در بند ۱۵-۶-۵-۱ مقطع تیر یا دال یا تیر- دال در جهت عمود که باید در محاسبات منظور شود، مشخص شده است و در رابطه ۱۵-۳ مقدار ضریب سختی پیچشی این مقطع ارائه شده است. رابطه اخیر صورت ساده شده ضریب سختی پیچشی در قطعات با مقطع مربع مستطیل است که با استفاده از تئوری ارتجاعی قطعات منشوری تحت اثر پیچش نتیجه‌گیری می‌شود.

سختی پیچشی قطعه مورد نظر، K_t با رابطه ۱۵-۵ مشخص شده است، این رابطه با فرض آنکه لنگر پیچشی ایجاد شده در قطعه، بعلت لنگر خمشی موجود در قاب اصلی، دارای تغییرات مثلثی شکل در طول قطعه در دو سمت ستون است، و علاوه بر آن، مقدار دوران قطعه در محل اتصال قطعه به ستون صفر است، به دست آمده است. در کاربرد رابطه ۱۵-۵ باید توجه داشت که این رابطه برای هر یک از قطعات پیچشی در یک سمت ستون یکبار نوشته می‌شود ودر آن l_2 طول پانل دال در همان سمت ستون می‌باشد.با این ترتیب برای یک قاب میانی که دو قطعه پیچشی در دو سمت ستون دارد، رابطه دو بار نوشته شده و با هم جمع می‌شوند.



شکل ۱۵-۶ چشمه دال

پخش مثلثی شکل لنگر خمشی موجود در تکیه‌گاه نوار پوششی، به صورت لنگر پیچشی در طول قطعه پیچشی، در حالتی که مقطع نوار پوششی دارای تغییرات ملایم یکنواخت است، صحیح می‌باشد. ولی در حالتی که در نوار پوششی تیر وجود دارد، صحیح نیست. در این حالت تیر مقدار قابل ملاحظه‌ای از لنگر خمشی موجود در تکیه‌گاه را جذب می‌کند و تنها باقیمانده این لنگر صرف پیچش قطعه در دو سمت ستون می‌گردد. سهمی از لنگر خمشی که صرف پیچش در قطعه پیچشی می‌شود متناسب با ممان اینرسی دال تنها، در مقایسه با ممان اینرسی تیر- دال در نوار پوششی در نظر گرفته شده است و با این فرض سختی پیچشی قطعه اصلاح گردیده است. رابطه ۱۵-۴ نحوه این اصلاح را نشان می‌دهد. در کاربرد این رابطه باید توجه داشت که I_s و I_{sb} هر یک نسبت به میان تار خود محاسبه می‌شوند.

۱۵-۶-۶ سختی خمشی ستون‌ها در قاب معادل

در این بند سختی خمشی ستون معادلی که جایگزین ستون‌های اصلی در پایین و بالای سیستم دال و قطعات پیچشی عمود بر قاب در هر گره می‌شود، به دست داده شده است. رابطه ۱۵-۶ با این فرض که دوران ایجاد شده در هر گره برابر با مجموع دوران‌های ناشی از خمش درستون‌های اصلی و پیچش در قطعات پیچشی است، به دست می‌آید. سختی معادل این ستون، K_{ec}، به اندازه‌ای است که در زیر اثر لنگر خمشی وارده به ستون‌های اصلی، در گره به اندازه این مجموع دوران ایجاد شود.

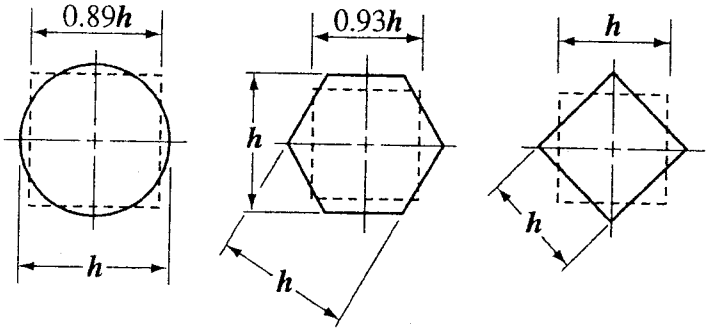
۱۵-۶-۷ بارگذاری متناوب

در تحلیل قاب معادل، مانند سایر قاب‌های بتن‌آرمه، بارگذاری متناوب بارهای زنده تحت شرایطی ویژه الزامی است. این شرایط در این بند مشخص شده‌اند. علاوه بر آن، مطابق بند ۱۵-۶-۷-۳ بکارگیری سه چهارم مقدار بار زنده، بجای تمام بار، کافی تشخیص داده شده است. این کاهش با توجه به این امر است که حداکثر لنگرهای خمش مثبت و منفی در هر دهانه تحت یک شرایط بارگذاری روی نمی‌دهد و بنابراین امکان بازپخش لنگرها قبل از آسیب رسیدن به قطعه موجود است. آئین‌نامه ایجاد اضافه تنش موضعی را، در صورتی که قاب، درعمل، به ترتیب مورد نظر با تمام بار زنده بارگذاری شده باشد، مجاز می‌داند ولی در عین حال اطمینان حاصل می‌کند که ظرفیت خمشی قاب در تمامی مقاطع بیشتر از خمشی باشد که در شرایط بارگذاری همه دهانه‌ها با تمام مقدار بار زنده، ایجاد می‌شود.

۱۵-۶-۸ لنگرهای خمشی در نوار پوشش

۱۵-۶-۸-۱ و ۱۵-۶-۸-۲ لنگرهای خمشی منفی که برای طراحی مقاطع در تکیه‌گاه‌های نوار پوششی به کار برده می‌شوند، برابر مقادیر این لنگرها در بر تکیه‌گاه ستون، سرستون و یا کتیبه در نظر گرفته می‌شوند. با این ترتیب در مقدار این لنگرها نسبت به مقدار آنها در محور ستون‌ها کاهش داده می‌شود. تنها در تکیه‌گاه‌های بیرونی، در صورتی که سر ستون یا کتیبه موجود باشد، این کاهش لنگر محدود شده است.

۱۵-۶-۸-۳ در شکل‌های زیر مقطع مربع معادل چند مقطع ستون نشان داده شده‌اند.



شکل ۱۵-۷

۱۵-۶-۸-۴ طراحی‌هایی که تاکنون بر مبنای مجموع قدر مطلق‌های خمش مثبت و منفی برابر با آنچه در رابطه ۱۵-۸ داده شده، انجام شده است. رضایت بخش بوده و تجربه نامناسبی مشاهده نشده است. بنابراین در صورتی که محدودیت‌های عنوان شده

موجود باشد، لنگرهای خمشی طراحی در هر دهانه را می‌توان متناسبا تا حد عنوان شده کاهش داد.

۱۵-۶-۹ تقسیم لنگرهای خمشی در نوار پوششی

ضرائب تقسیم لنگرهای خمشی که در این بند توصیه شده‌اند با استفاده از تحلیل خطی سیستم دال و با منظور کردن سختی‌های متفاوت برای تیرها و در نظر گرفتن ضرائبی که در عمل نتایج رضایت‌بخشی به دست داده‌اند، تعیین شده‌اند. در کاربرد ضوابط این بند باید به نکات زیر توجه کرد:

الف- در سیستم دال تخت مقدار $\alpha_1 \, l_2/l_1$ برابر با صفر منظور می‌گردد.

ب- در مواردی که برای تکیه‌گاه دال از دیوار در امتداد محور ستون‌ها استفاده می‌شود، دیوار را می‌توان مانند یک تیر با سختی زیاد منظور کرد. در این صورت مقدار $\alpha_1 \frac{\ell_2}{\ell_1}$ بزرگتر از یک خواهد بود.

پ- در مواردی که تکیه‌گاه بیرونی دال، یک دیوار در جهت عمود بر قاب اصلی است، مقدار β_t برای حالت دیوار آجری یا سنگی برابر با صفر و برای حالت دیوار بتن آرمه با سختی زیاد برابر با ۲/۵ منظور می‌گردد.

ت- بارهایی که مستقیما به تیر وارد می‌شوند بارهایی هستند که در محدوده عرض جان تیر قرار دارند. اثر بارهایی که در خارج از این محدوده قرار می‌گیرند باید در تعیین لنگرهای خمشی در سیستم دال منظور شوند.

۱۵-۶-۱۰ تلاش برشی در سیستم‌های تیر – دال

به تفسیر بند ۱۵-۷-۷ مراجعه شود.

☐ ۱۵-۷ روش مستقیم

روش طراحی مستقیم حالت خاصی از روش طراحی قاب معادل است که در صورت وجود محدودیت‌های عنوان شده در این بند در سیستم دال، می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد. در این روش نیازی به تحلیل قاب معادل برای تعیین لنگرهای خمشی در نوار پوششی و در ستون‌ها نیست. مقادیر این لنگرها به کمک روابطی به دست داده شده‌اند. نحوه تقسیم این لنگرها بین اجزای مختلف سیستم دال عینا مشابه روش قاب معادل می‌باشد.

۱۵-۷-۱ گستره

۱۵-۷-۱-۲ این محدودیت بطور عمده به خاطر لنگر خمشی منفی روی تکیه‌گاه میانی در سیستم‌های دارای دو دهانه پیوسته است. در روش مستقیم فرض بر آنست که سیستم دال در اولین تکیه‌گاه داخلی خود نه گیردار کامل و نه ناپیوسته است. مقدار لنگر خمشی در نظر گرفته شده بر روی این تکیه‌گاه در مورد سیستم با دو دهانه صحیح نیست.

۱۵-۷-۱-۳ چنانچه نسبت طول به عرض دال بزرگتر از دو باشد، دال بطور عمده در جهت دهانه کوچکتر خم و یکطرفه محسوب می‌شود.

۱۵-۷-۱-۴ محدودیت این بند بطور عمده به خاطر آنست که امکان بوجود آمدن لنگر خمشی منفی فراتر از مقطعی که در آن، طبق شکل ۱۵-۵-۳-۲، آرماتورها قطع می‌شوند، ایجاد می‌شود.

۱۵-۷-۱-۵ ستون‌ها ممکن است نسبت به محورهای شبکه مستطیلی، درمحدوده ذکر شده،برون محوری داشته باشند.مقدارده درصد طول دهانه درجهت عمود بر قاب اصلی درهرامتداد حداکثر این محدودیت برای برون محوری این ستون‌ها تعیین شده است.

۱۵-۷-۱-۶ روش طراحی مستقیم بر اساس آزمایش‌های انجام شده بر روی دال‌هایی که زیر اثر بار قائم با پخش یکنواخت قرار دارند، و عکس‌العمل‌های ستون‌ها که با استفاده از قوانین استاتیک تعیین می‌شوند، تدوین شده است. آثار ناشی از باد و زلزله نیاز به تحلیل سازه دارند و با مبانی روش مستقیم سازگاری ندارند. در دال‌های وارونه نظیر شالوده‌های گسترده، که به عنوان دال دو طرفه طراحی می‌شوند، نظر به آن که بار ستون‌ها مشخص‌اند و تعیین تلاش‌های داخلی حتی در حالتی که پخش تنش در زیر دال یکنواخت باشد، نیاز به تحلیل سازه دارد، روش طراحی مستقیم را نمی‌توان به کار برد. به بند ۱۷-۴-۱-۳ مراجعه شود.

۱۵-۷-۱-۷ در صورتی که محدودیت عنوان شده در این بند رعایت نشود، پخش الاستیک لنگرهای خمشی با آنچه که در روش طراحی مستقیم فرض شده است، بطور قابل ملاحظه‌ای اختلاف پیدا می‌کند.

۱۵-۷-۲ روش طراحی

در این بند عملیاتی که در روش طراحی مستقیم انجام می‌شوند، شرح داده شده‌اند. این عملیات، پس از تقسیم‌بندی سیستم دال به تعدادی قاب عمود بر هم، شامل:

الف- تعیین لنگر خمشی استاتیکی در هر دهانه از نوار پوششی

ب- تقسیم لنگر خمشی استاتیکی در هر دهانه بین لنگرهای منفی در روی تکیه‌گاه‌ها و لنگر مثبت در وسط دهانه

پ- تقسیم لنگرهای مثبت و منفی بین نوارهای ستونی و میانی

ت- تقسیم لنگرهای مثبت و منفی در نوار ستونی بین تیر و دال

ث- تعیین لنگر خمشی در ستون ها و دیوارها در تکیه‌گاه‌ها

ج- تعیین تلاش برشی در دالها و بار وارده به تیرها

می‌باشد که جزئیات آنها در بندهای مربوطه داده شده‌اند. در روش طراحی مستقیم نیازی به در نظر گرفتن تغییرات بار زنده نیست. تقریب‌های موجود در محاسبات عملا اثر این تغییرات را کم اهمیت می‌نمایند.

۱۵-۷-۳ لنگر خمشی استاتیکی در هر دهانه

۱۵-۷-۳-۱ رابطه ۱۵-۸ ازتعادل استاتیکی بین بارهای وارده باپخش یکنواخت در هر دهانه و لنگرهای خمشی انتهایی آن دهانه به دست می‌آید. دراین رابطه فرض بر آنست که عکس‌العمل‌های دهانه خالص تیردربرستون‌ها متمرکز می‌باشند.این رابطه بطور معمول برای یک نوار پوششی، مرکب از دو نیم چشمه مجاور در هر سمت محور ستون که هریک دارای یک نیمه نوارستونی و یک نیمه نوارمیانی است، نوشته می‌شود.

۱۵-۷-۳-۲ در شکل ۱۵-۷ چند نمونه از این مقاطع نشان داده شده است.

۱۵-۷-۴ لنگرهای خمشی مثبت و منفی در هر دهانه

۱۵-۷-۴-۱ در دهانه‌های میانی یک نوار پوششی، با توجه به آن که اختلاف طول دهانه‌های مجاور چندان زیاد نیست، لنگرهای خمشی منفی تکیه‌گاه‌ها و مثبت وسط دهانه به مقادیر این لنگرها در یک تیر با دو انتهای گیردار نزدیک است. لنگرهای خمشی منفی متعلق به مقاطع بر تکیه‌گاه‌ها هستند.

۱۵-۷-۴-۲ ضرائب تقسیم لنگرهای خمشی در دهانه کناری بر اساس تحلیل‌های انجام شده تعیین شده‌اند.

ضرائب مربوط به تکیه‌گاه ساده برای حالتی بکار می‌روند که دال بر روی یک دیوار آجری یا سنگی و یا بر روی یک دیوار بتن‌آرمه ولی غیر متصل به آن، تکیه دارد.

ضرائب مربوط به تکیه‌گاه کاملا گیردار برای حالتی به‌کار می‌روند که دال بر روی یک دیوار بتن آرمه تکیه دارد و به آن متصل است و سختی خمشی دیوار به حدی است که دورانی در دال ایجاد نمی‌شود.

ضرائب لنگرهای خمشی مثبت و لنگرهای منفی در تکیه‌گاه‌های داخلی، برای حالات غیر از تکیه‌گاه‌های کناری ساده یا کاملا گیردار، معادل حداکثر مقدار خود در محدوده تغییراتشان درنظر گرفته شده‌اند. با این ترتیب ضرائب لنگرهای خمشی منفی در تکیه‌گاه‌های خارجی معادل حداقل مقدار خود در محدوده تغییراتشان می‌باشند.

این مسئله با توجه به آن که ظرفیت خمشی در تکیه‌گاه‌های بیرونی بطور معمول با منظور کردن حداقل آرماتور خمشی تامین می‌شود، مشکلی ایجاد نمی‌کند.
ضرائب مربوط به دال با تیر برای حالتی بکار می‌روند که دال درچهار سمت روی تیرها تکیه دارد و با آنها یکپارچه ساخته می‌شود.

۱۵-۷-۴-۴ با توجه به اختلاف کم دهانه‌های مجاور یک تکیه‌گاه میانی، لنگرهای خمشی منفی در سمت تکیه‌گاه بطورمعمول اختلاف زیادی با یکدیگر ندارند و نیازی به انجام تحلیل دقیق‌تر و پخش اختلاف لنگرها بین اعضای موجود درتکیه‌گاه نیست. طراحی برای لنگر بزرگتر کافی تشخیص داده می‌شود.

۱۵-۷-۴-۵ تیرهای لبه و یا لبه‌های دال باید بتوانند لنگرهای خمشی منفی ایجاد شده در کناره‌های دال را به نحو مطلوبی به ستون‌ها و یا دیوارهای تکیه‌گاهی منتقل نمایند. در این انتقال، این اعضا تحت پیچش قرار دارند و باید برای آن طراحی شوند.

۱۵-۷-۴-۶ در تکیه‌گاه کناری لنگر خمشی که از سیستم دال به ستون منتقل می‌شود معادل مقدار این لنگر در برستون در نوار پوششی است. در این بند تاکید بر آنست که مقدار این لنگر کمتر از لنگر خمشی مقاوم نوار ستونی نباشد.

۱۵-۷-۵ تغییرات در لنگرهای خمشی مثبت و منفی

از آنجا که لنگرهای خمشی مثبت و منفی در روش طراحی مستقیم تقریبی‌اند، اعمال

باز پخش لنگرها در مورد آنها توجیهی ندارد ولی در صورت لزوم کم یا زیاد کردن لنگرها به اندازه ده درصد مجاز دانسته شده است.

۱۵-۷-۶ لنگر خمشی در ستون‌ها و دیوارها

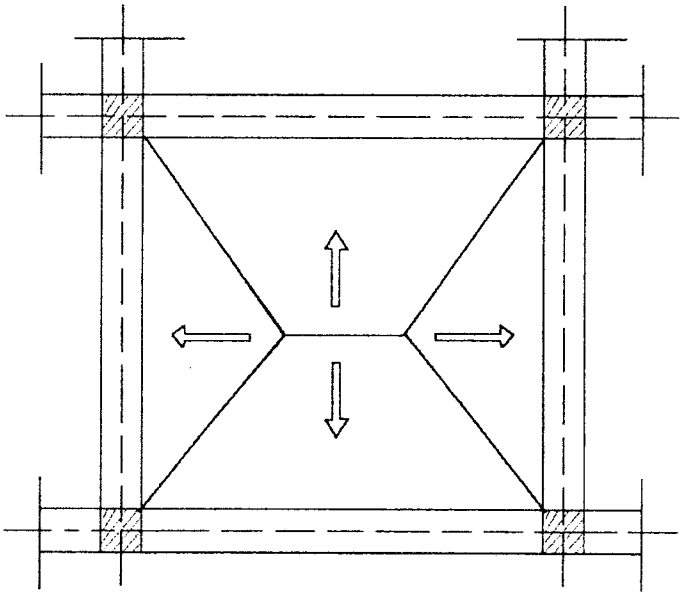
در رابطه ۱۵-۹، ℓ_{ln} طول دهانه خالص بزرگتر دو دهانه مجاور تکیه‌گاه است که با بار مرده باضافه نصف بار زنده بارگذاری شده و ℓ'_{ln} طول دهانه خالص دهانه دیگر است که تنها با بار مرده بارگذاری شده است. برای تعیین لنگر خمشی در تکیه‌گاه‌ها بکارگیری نصف بار زنده کافی تشخیص داده می‌شود. مقدار Mu در رابطه ۱۵-۹ در حدود ۸۵ درصد اختلاف لنگرهای خمشی گیرداری در دهانه‌های طرفین تکیه‌گاه است.

۱۵۰-۷-۷ تلاش برشی در سیستم‌های تیر- دال

سطح بارگیر تیرهای تکیه‌گاهی در یک چشمه دال در شکل (۱۵-۷-۷) نشان داده شده است. در تیرهایی که مقدار $\alpha_1 \frac{\ell_2}{\ell_1}$ در آنها کمتر از یک است، قسمتی از بار بطور مستقیم توسط دال به ستون‌ها منتقل می‌شود. برشی که به این ترتیب در ناحیه‌ای از دال در اطراف ستون متمرکز می‌شود از نوع برش سوراخ‌کننده است ودال باید بتواند از عهده تحمل آن برآید. روش کنترل این برش مشابه دال‌های تخت است.

توزیع بار از دال به تیرهای تکیه‌گاهی مطابق این بند تنها برای محاسبه تلاش‌های برشی در دال و تعیین مقدار باری است که به تیرها وارد می‌شود. این توزیع بار نباید

در محاسبه لنگر پیچشی وارد شده به تیر مورد استفاده قرار گیرد. این لنگرها باید با استفاده از لنگرهای خمشی ایجاد شده در کناره‌های دال در طرفین تیر محاسبه شود.



شکل ۱۵-۸

❑ ۱۵-۸ روش ضرائب لنگر خمشی

۱۵-۸-۱ گستره

روش ضرائب لنگر خمشی، روشی تقریبی برای حل دال است که از سال‌ها قبل در طراحی دال‌های بتن آرمه معمول بوده است. ضرائب لنگرهای خمشی عنوان شده با استفاده از حل دال‌های مستطیلی شکل که روی تکیه‌گاه‌های صلب قرار دارند به دست آمده‌اند. در این راه حل رفتار بتن خطی و الاستیک فرض شده است. این روش در مواردی که تیرهای تکیه‌گاهی از سختی نسبتا زیادی برخوردارند دارای دقت بیشتری است. رابطه ۱۵-۱۲ حدود سختی مورد نظر در این تیرها را به دست می‌دهد. بر اساس

این رابطه برای نسبت $l_n / b_w = 16$ در یک تیر، ارتفاع کل تیر باید درحدود سه برابر ضخامت دال باشد.

ضرائب عنوان شده در این بند درحدود هشتاد درصد حداکثر لنگر خمشی موجود در دال بر اساس تحلیل دقیق آنست.

۱۵-۸-۲ روش طراحی

در جداول ارائه شده نه حالت برای دال در نظر گرفته شده‌اند که تمامی حالات ممکن از لحاظ ادامه یا قطع دال را شامل می‌شود. دال در سمت‌هایی که با هاشور مشخص شده است، ادامه دارد.

معرفی دو ضریب ، برای لنگرهای مثبت با توجه به اثر تغییرات بارهای زنده در چشمه‌های مجاور دال بر روی این لنگرهاست.

برای بکارگیری این روش طراحی، گام‌های زیر به ترتیب برداشته می‌شوند :

الف- دال در هر جهت به نوارهای میانی و کناری تقسیم می‌شود.

ب- ضرائب لنگرهای خمشی مثبت و منفی باتوجه به شرایط انتهایی دال ومقدار m، نسبت ضلع کوچکتر به بزرگتر دال، از جداول سه گانه به دست می آیند.

پ- مقادیر لنگرهای خمشی مثبت و منفی در هر جهت بر اساس ضرائب تعیین شده محاسبه می‌شوند. لنگرهای به دست آمده از روابط عنوان شده مقادیر لنگرها در واحد عرض دال هستند.

ت- نوار میانی، در واحد عرض، برای لنگرهای محاسبه شده در بند (پ) طراحی می‌شود.

ث- هر یک از نوارهای کناری را می‌توان به نوارهای با عرض کوچکتر تقسیم و مقدار لنگر خمشی در هر نوار را مطابق بند ۱۵-۸-۲-۳ محاسبه و نوار را برای آن طراحی کرد. همچنین می‌توان کل نوار کناری را، در واحد عرض، برای دو سوم لنگرهای محاسبه شده در بند (پ) طراحی نمود. با ترتیب اخیر فاصله میلگردها از یکدیگر در نوارهای کناری درحدود یک و نیم برابر فاصله میلگردها در نوار میانی خواهد بود.

ج- در امتداد هر نوار از دال تغییرات لنگرهای خمشی را می‌توان سهمی درجه دوم فرض کرد و نسبت به قطع یا خم میلگردها اقدام نمود.

چ- برای‌آرماتورگذاری درهرچشمه‌دال باید ضوابط کلی‌آرماتورگذاری دال‌ها رعایت شوند.

۱۵-۸-۳ ضخامت دال

روابط پیشنهاد شده در این بند تقریبی بوده و بر اساس تجربیات به دست آمده از دال‌ها تعیین شده‌اند. در طراحی دال‌ها، در هر حال، باید ضوابط مربوط به افتادگی، مندرج در فصل چهاردهم رعایت شوند.

۱۵-۸-۴ تلاش برشی در تیر و دال

در روش ضرائب لنگر خمشی انتقال بار به تیرهای زیرسری بر اساس توزیع مثلثی-ذوزنقه‌ای با آنچه که در بند ۱۵-۷-۷ گفته شده است، هم آهنگی دارد. سایر ضوابط این دو بند نیز مشابهند. در روش ضرائب لنگر خمشی با توجه به سختی تیرهای زیرسری مقدار $\alpha_1 \frac{\ell_2}{\ell_1}$ بزرگتر از یک است و بنابراین انتقال مستقیم بار از دال به

ستون‌ها مطرح نیست.

تنها سهولتی که در این بند ایجاد شده استفاده از ضرائب جدول ۱۵-۸-۴-۴ برای محاسبه توزیع‌بار در دو جهت دال است. بارهای توزیع شده در دو جهت بین تیرهای سمت‌های مقابل دال بطور مساوی تقسیم و سپس در طول هر تیر بطور یکنواخت پخش می‌شوند.

این بار یکنواخت مبنای کنترل برش در دال قرار می‌گیرد.

۱۵-۸-۵ لنگرهای خمشی در تیرها

بارهای یکنواخت به دست آمده از بند ۱۵-۸-۴-۴ لنگرهای خمشی کمتری نسبت به لنگرهای خمشی در تیرها به دست می‌دهند. لنگرهای خمشی تیرها بر اساس بارهای به دست آمده از پخش مثلثی- ذوزنقه به اعداد واقعی نزدیک‌ترند. شدت بارهای یکنواخت پیشنهاد شده در این بند بر مبنای تساوی لنگرهای خمشی وسط دهانه در یک تیر با تکیه‌گاه‌های ساده با لنگرهای نظیر آنها در بارگذاری مثلثی یا ذوزنقه‌ای به دست آورده شده‌اند. تعیین لنگرها با این بارهای یکنواخت از دقت بیشتری نسبت به لنگرهای نظیر یا بارگذاری یکنواخت در بند قبل برخوردارند. اما باید به این مطلب توجه داشت که این بارهای یکنواخت تنها برای محاسبه لنگرها مورد استفاده قرار می‌گیرند و برای تعیین تلاش‌های برشی در تیرها و یا بار وارده به ستون‌ها نمی‌توانند مفید واقع شوند. برای تعیین این پارامترها باید بطورمستقیم از بارگذاری مثلثی یا ذوزنقه‌ای استفاده نمود.

۱۵-۹ روش پلاستیک

در آئین‌نامه بکارگیری روش‌های پلاستیک در تحلیل و طراحی دال‌ها مجاز شناخته شده است. این روش‌ها بطور عمده شامل روش نوارها و روش لولاهای گسیختگی می‌باشند.

از آنجا که عملکرد مطلوب این روش‌ها بستگی به ظرفیت دورانی قابل ملاحظه لولاهای پلاستیک دارد، درصد آرماتورکششی در مقاطع دال نباید زیاد باشد. حد پنجاه درصد ρ_b برای این منظور کافی تشخیص داده شده است. در روش‌های طراحی پلاستیک دال‌ها، نحوه آرماتورگذاری در دال در هر جهت تا حد زیادی توسط طراح تعیین می‌شود. یک دال با آرماتورگذاری‌های مختلف در دو جهت می‌تواند قادر به تحمل بار یکسانی باشد و بنابراین در حالت حدی نهایی مقاومت تمامی این آرمارتورگذاری‌ها می‌توانند قابل قبول باشند اما آرماتورگذاری‌های مختلف عملکردهای متفاوتی در شرایط بهره‌برداری ارائه می‌دهند. در بعضی حالات ترک‌خوردگی‌ها و در بعضی حالات دیگر تغییر شکل‌ها از حد مجاز فراتر می‌روند و دال عملکرد مطلوب را نخواهد داشت. کنترل دال در حالت حدی بهره‌برداری در این شرایط از اهمیت بیشتری برخوردار می‌باشد. بطور کلی هر اندازه شکل آمارتورگذاری دال با رفتار دال در شرایط بارگذاری بهره‌برداری و رفتار خطی و الاستیک، هم‌آهنگی بیشتری داشته باشد، عملکرد آن در این شرایط بهتر خواهد بود. ضرائب و توصیه‌های عنوان شده در این بند به همین منظور ارائه شده‌اند.

تفسیر فصل شانزدهم

دیوارها

❑ ۱۶-۱ گستره

بطور کلی ضوابط این فصل برای دیوارهایی کاربرد دارند که برای تحمل بارهای قائم طرح می‌شوند. برای طراحی دیوارهای برشی و حائل به فصل‌های ۱۲، ۱۱ و ۱۵ رجوع شود.

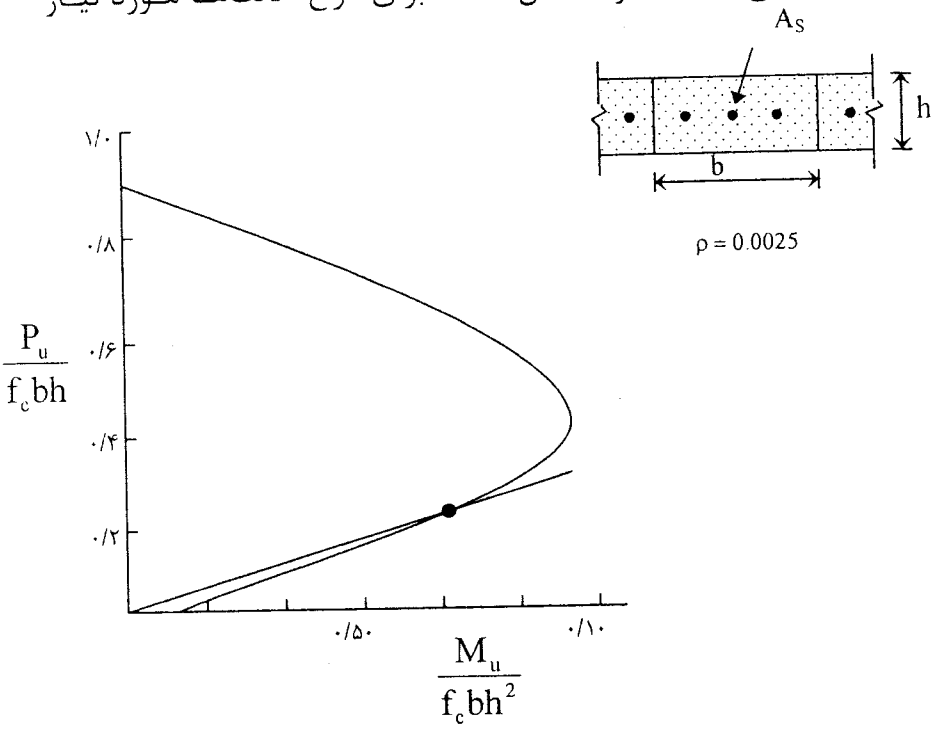
❑ ۱۶-۴ محدودیت آرماتورها

حداقل آرماتورهای تعیین شده در این بند بطورعمده به منظور کنترل ترکهای ناشی از جمع‌شدگی و تغییرات درجه حرارت ارائه شده‌اند.

❑ ۱۶-۵ دیوارهای باربر

۱۶-۵-۱ در حالت کلی زمانی که از رابطه ۱۶-۱ استفاده نشود روش طراحی دیوارها مشابه ستونها می‌باشد. بطور خلاصه باید ابتدا درصد آرماتور را انتخاب و سپس ظرفیت مقطع را با استفاده از ضوابط فصل خمش و فشار (فصل ۱۱) و همچنین در نظر گرفتن ضوابط لاغری (فصل ۱۳) کنترل کرد. برای این کنترل، نمودارهای اندرکنش

نیروی محوری و لنگر خمشی مشابه نمونه شکل ۱۶-۱ برای انواع حالت‌ها مورد نیاز می‌باشند.



شکل ۱۶-۱

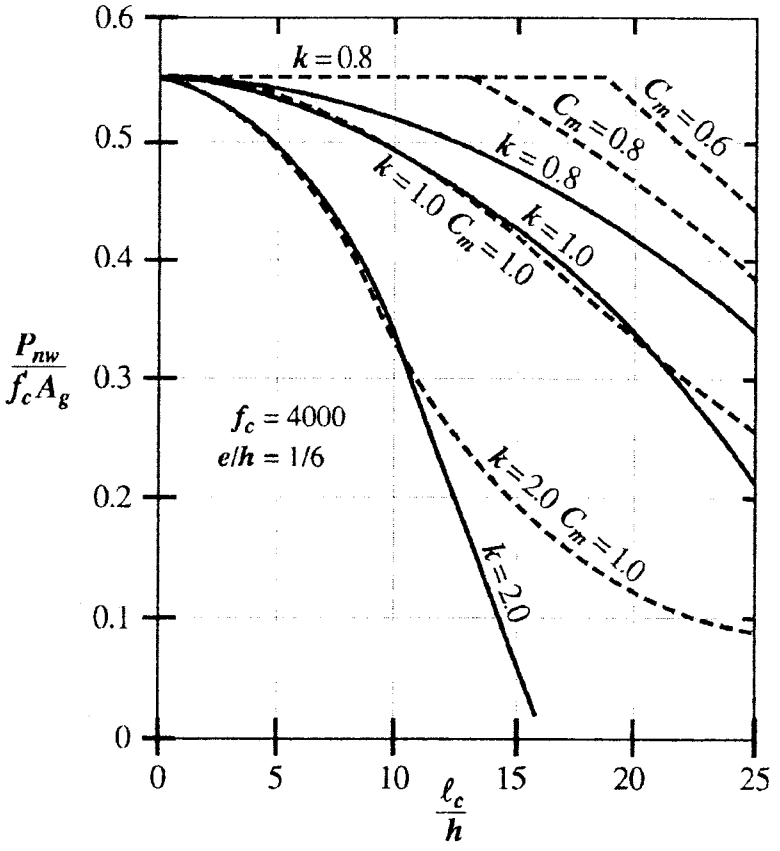
۱۶-۵-۲ در حالت کلی دیوارهای باربر باید براساس ضوابط فصول یازده و سیزده طرح شوند. ولی در حالت خاص دیوارهای با مقطع مربع مستطیل توپر به شرط آنکه شرایط زیر برقرار باشند می‌توان مقاومت محاسباتی مقطع را در برابر بار محوری، N_r، از رابطه تجربی (۱۶-۱) محاسبه کرد :

۱- ضوابط مربوط به محدودیت آرماتورها مطابق بند (۱۶-۴) و سایر محدودیت‌های هندسی مندرج در آئین‌نامه رعایت شوند.

۲- برای ضخامت‌های بیشتر از ۲۵۰ میلیمتر، (به استثنای دیوارهای زیرزمین) از دو لایه آرماتور افقی و قائم استفاده شود.

۳- دیوار به قطعات مجاور خود (نظیر ستونها و کفها) مهار شود.

K در رابطه ۱۶-۱ اثر شرایط تکیه‌گاهی در دو انتهای دیوار را ملحوظ می‌کند. به عنوان مثال حالت K = 0.8 نظیر حالتی است که دیوار به عضوی با حداقل سختی خمشی برابر سختی خمشی دیوار اتصال دارد. در شکل زیر نتایج طراحی دیوارها با روش تجربی در مقایسه با طراحی براساس بند ۱۶-۵-۱ برای بعضی حالات ارائه شده است.



شکل ۱۶-۲

تفسیر فصل هفدهم

شالوده‌ها

❑ ۱۷-۱ گستره

بخش عمده ضوابط فصل ۱۷ ناظر بر طراحی شالوده‌های منفرد متکی بر زمین یا روی شمع (شمع‌های) بتنی است. همچنین در این فصل به ضوابط تکمیلی و راهنمایی‌های ویژه طراحی سایر انواع شالوده‌ها نیز اشاره شده است. در مورد سایر انواع پی‌ها نظیر پی‌های صندوقه‌ای، پی‌های غوطه‌ور، بلوک‌های حجره‌ای و سایر پی‌های ویژه اشاره مستقیمی نشده است. برای طراحی شالوده دیوارهای حائل می‌توان از ضوابط مربوط این فصل بهره گرفت.

ضوابط این فصل ناظر بر طراحی شمع‌ها و پایه‌های حفاری شده‌ای که تمام یا قسمتی از آنها درون خاک قرار می‌گیرد نمی‌باشد. برای ضوابط و مقررات تفصیلی طراحی این قطعات می‌توان به منابع معتبر مراجعه نمود. با این وجود در مورد قسمت‌هایی از این قطعات که خارج از زمین، در هوا یا آب واقع می‌شوند و یا درون خاکهایی سست قرار می‌گیرند که قادر به تامین تکیه‌گاه جانبی در تمام طول شمع برای جلوگیری از کمانش آن نمی‌باشد، می‌توان از ضوابط قابل اعمال این فصل و سایر فصول آیین‌نامه استفاده کرد.

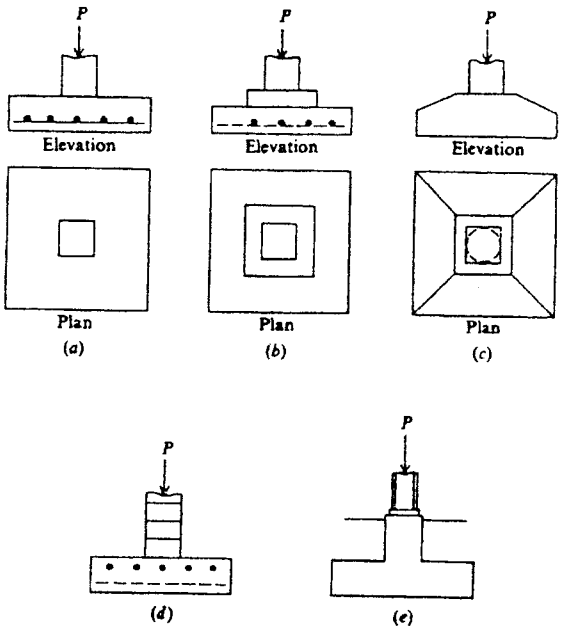
در طراحی شالوده‌ها و شمع‌هایی که نیروهای ناشی از زلزله را تحمل می‌کنند و یا از سازه به زمین انتقال می‌دهند علاوه بر ضوابط مربوط در این فصل و سایر فصل‌های ذیربط آیین‌نامه، ضوابط مندرج در بخش تکمیلی ۱۷-۸ تفسیر این فصل باید رعایت شوند.

❑ ۱۷-۲ تعاریف و انواع

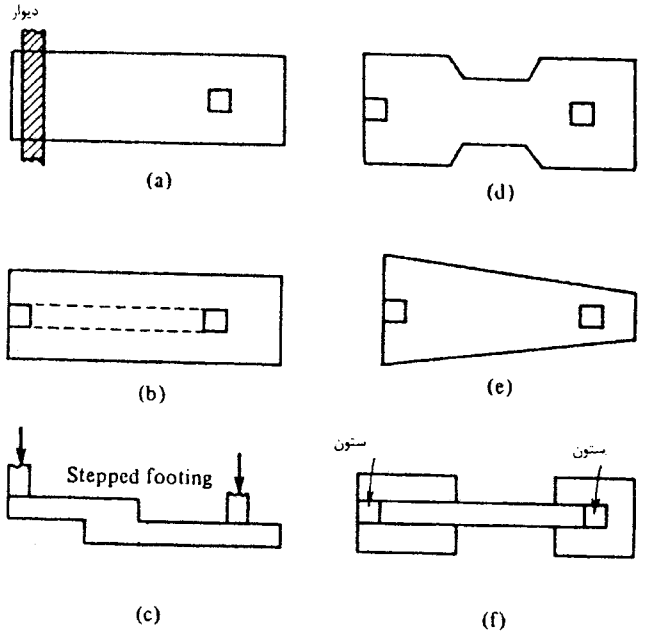
سیستمهای شالوده برای سازه‌های بتنی بطورمعمول شامل شالوده‌ها (پی‌های سطحی) یا پی‌های عمیق و در بعضی موارد ترکیبی از هر دو می‌باشد.

شالوده‌ها (پی‌های سطحی) عموما بصورت منفرد، مرکب، نواری، شبکه‌ای یا شالوده‌های گسترده هستند که بطورمستقیم بر زمین تکیه دارند. شالوده شبکه‌ای از تقاطع شالوده‌های نواری ایجاد می‌شود که ستونها بطورمعمول در نقاط تقاطع نوارها قرار می‌گیرند. در صورتی که نوارهای مولد شبکه در هم ادغام شوند یک شالوده گسترده ایجاد می‌شود (شکل‌های ۱۷-۱). این شالوده‌ها در مقایسه با شالوده‌های عمیق، در برابر بارهای قائم یا لنگر، بطورنسبی انعطاف‌پذیرتر هستند.

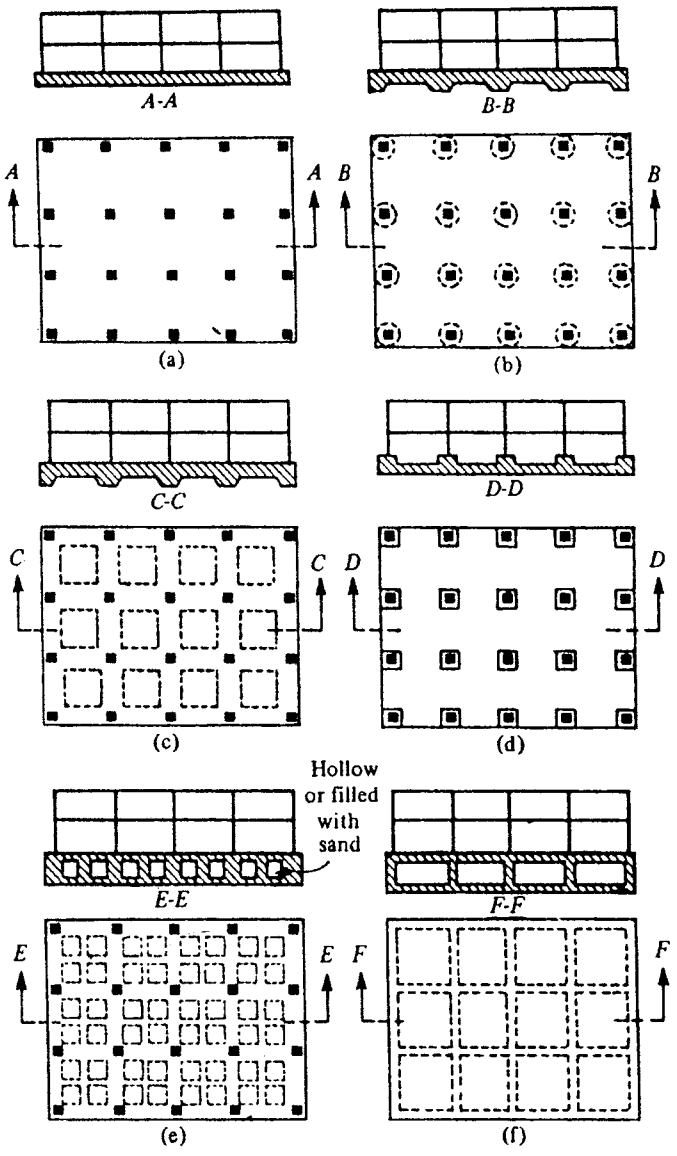
مقاومت این شالوده‌ها در برابر بارهای بلندکننده منحصرا از طریق سر بارهای موجود روی شالوده و وزن خود شالوده تامین می‌شود. در اغلب پی‌های عمیق اجزای اصلی شمع‌های کوبیده شده فلزی یا بتنی یا شمع‌های بتنی درجاریخته در چاهکهای حفاری شده (پایه‌ها) می‌باشند. این قطعات برای تحمل بارهای قائم رو به پایین به اصطکاک بدنه و یا باربری نوک شمع متکی هستند. شالوده‌های منفرد و کلاهک های سرشمعی بوسیله تیرها و دالهای روی زمین که هم به عنوان سازه‌های میانجی یا



شکل ۱۷-۱ الف- انواع شالوده منفرد



شکل ۱۷-۱ ب –انواع شالوده نواری



شکل ۱۷-۱ پ –انواع شالوده گسترده

روسازه و هم به عنوان کلاف رابط عمل می‌کنند به یکدیگر متصل می‌شوند تا یک سیستم شالوده یکپارچه ایجاد شود. شالوده‌ها و شمع‌ها در صورتی که به خوبی با یک سیستم سازه میانجی و یا روسازه مهار شده باشند، دارای ظرفیت باربری بسیار زیادی

در برابر بارهای بلندکننده می‌باشند (بند ۱۷-۴-۲-۴ آیین‌نامه).

۱۷-۲-۲ شمع‌ها قطعات پی‌سازه‌ای قائم یا اندکی مایل هستند که ابعاد مقطع عرضی آنها نسبت به طولشان، بالنسبه کوچک است و متداول‌ترین نوع پی عمیق بشمار می‌روند که بارهای سطحی را به لایه‌های عمقی خاک منتقل می‌کنند.

شمع‌های بتنی می‌توانند معمولی یا پیش‌تنیده، پیش ساخته یا در جا ریخته در چاههای حفاری شده و یا پوسته‌های فولادی کوبیده شده در خاک و یا به‌صورت لوله‌های فولادی که پس از کوبیده یا رانده شدن در خاک، با یا بدون آرماتوربندی متعارف با بتن پر می‌شوند با روشهای ساخت متنوع اجرا شوند.

۱۷-۲-۲-۲ در یک گروه شمع، شمع‌ها می‌توانند همگی در یک راستای قائم یا مایل و یا برای تحمل بارهای جانبی زیاد و اجتناب از لنگرهای خمشی زیاد در شمع‌های قائم تحت بار محوری، به‌صورت ترکیبی از شمع‌های قائم و مایل باشند.

یک گروه شمع ممکن است تکیه‌گاه یک ستون باربر و یا در یک آرایش خطی تکیه‌گاه یک دیوار سازه‌ای باشد.

در یک گروه شمع، آرایش شمع‌ها باید بگونه‌ای باشد که نیروهای قائم و افقی مؤثر بر شمع‌ها تاحدامکان بین آنها بطور یکسان توزیع شود.

❑ ۱۷-۳ ضوابط کلی طراحی

۱۷-۳-۱ و ۱۷-۳-۲ هندسه و مساحت کف شالوده‌ها، یا تعداد و آرایش شمع‌ها با در

نظر گرفتن تنش (فشار) مجاز خاک بستر شالوده یا ظرفیت باربری مجاز شمع که بر مبنای مطالعات مکانیک خاک و ملاحظات زمین شناختی ساختگاه بدست می‌آید و همچنین پایداری شالوده و شمع با رعایت ضرایب ایمنی مقرر (یا مناسب) در برابر واژگونی، لغزش یا انواع نشست‌های اولیه و نشست‌های درازمدت، تعیین می‌شود. بدین منظور در محاسبه تنش‌ها یا عامل‌های مؤثر بر خاک بستر شالوده یا شمع‌ها، باید بحرانی‌ترین ترکیب بارهای بدون ضریب مربوط به حالت حدی بهره‌برداری (...,E,W,L,D) و عکس‌العمل‌های خاک متناظر با آنها را که بیشترین اثر را ایجاد می‌کند در نظر گرفت. در مورد توزیع عکس‌العمل‌های خاک یا عکس‌العمل شمع‌ها به تفسیر قسمت ۱۷-۴-۲ و بند ۱۷-۴-۱-۴ مراجعه شود.

در محاسبه لنگرهای وارده بر شالوده تحت اثر بارهای بهره‌برداری بدون ضریب، در نظر گرفتن آثار حداقل برون محوری بار مطابق قسمت ۱۳-۱۰ آئین‌نامه ضروری نیست و در این مرحله از محاسبات کافی است لنگرهای انتهایی بدست آمده از تحلیل سازه که در قاعده ستون به شالوده انتقال می‌یابند، منظور شوند.

۱۷-۳-۳ آیین‌نامه این افزایش تنش مجاز خاک یا بار مجاز شمع را فقط در مورد ترکیب‌های بارگذاری بهره‌برداری که حاوی بارهای کوتاه مدت باد یا زلزله هستند مجاز دانسته است. در سایر حالت‌های بارگذاری، عکس‌العمل‌های ایجاد شده در خاک تحت اثر لنگر یا برون محوری بار قائم درازمدت، باید در محدوده تنش‌های مجاز خاک قرار گیرند. مبنای این افزایش مجاز، این استدلال سنتی است که ضریب اطمینان در مورد تنش مجاز خاک، به‌طور معمول خیلی زیاد است و برای بارگذاری‌های گذرا

ضریب اطمینان کمتر پذیرفتنی است. چنین استدلالی ممکن است در مورد بار باد به‌عنوان یک عامل بیرونی نسبت به هر نوع مشخصات خاک پذیرفتنی باشد، لکن در مورد خاک‌هایی که مقاومت برشی آنها هنگام زلزله کاهش یافته یا اساسا از دست می‌رود قابل قبول نیست. در مورد این نوع خاکها مقادیر تنش مجاز استاتیکی تحت عامل زلزله نه فقط نباید افزایش یابد، بلکه عملا ممکن است کاهش آن نیز ضروری باشد. این پدیده باید در مطالعات مکانیک خاک مورد توجه قرار گیرد.

۱۷-۳-۴ شالوده‌ها و شمع‌ها بعنوان عضوهای سازه‌ای بتن آرمه، باید بتوانند بحرانی‌ترین آثار ترکیب‌های بار ضریب‌دار و واکنش‌های خاک متناظر با آنها را در حالت حدی مقاومت تحمل کنند. در شالوده‌های غیر منفرد، لنگرهای خمشی و تلاشهای برشی بحرانی لزوما در نتیجه ترکیب‌های بارگذاری که شامل مقادیر حداکثر عامل‌های مؤثر بر شالوده بطور همزمان می‌باشند ایجاد نمی‌شود. در محاسبه عکس‌العمل های خاک تحت اثر بارهای ضریب‌دار، هندسه و مساحت کف شالوده‌ها و ترتیب شمع‌ها همان است که براساس بندهای ۱۷-۳-۱ تا ۱۷-۳-۳ بر مبنای بارگذاری‌های تعیین کننده در حالت حدی بهره‌برداری بدست آمده است. باید توجه داشت که این عکس‌العمل‌های خاک صرفا مقادیری محاسباتی هستند که در طراحی شالوده در حالت حدی مقاومت مورد استفاده قرار می‌گیرند و خروج از مرکزیت بارهای قائم در ترکیب‌های بارهای ضریب‌دار لزوما با مقادیر آنها تحت بارهای بهره‌برداری (بدون ضریب) یکسان نیست.

کنترل شالوده‌ها و شمع‌ها برای حالت حدی بهره‌برداری تغییر شکل و بازشدگی ترک

بر مبنای ضوابط قسمت ۱۰-۶ آئین‌نامه و با ضرایب جزیی ایمنی و مقاومت برابر واحد انجام می‌پذیرد.

علاوه بر ملاحظات عام فوق، شمع‌های پیش‌ساخته بتنی ممکن است تحت تاثیر تلاشهای کنترل کننده ناشی از عامل‌های موقتی قرار گیرند. مهمترین این عامل‌ها عبارتند از :

الف ـ نیروی‌های ناشی از عملیات بلند کردن شمع‌ها از بستر ساخت و انتقال آنهابه محل برپا داشتن در قاب شمع‌کوب. در این مراحل، خمش و کمانش شمع‌ها باید کنترل شود. برای منظور کردن آثار ضربه‌های اتفاقی، ضریب جزئی ایمنی بار مرده (وزن شمع) در این مرحله بجای ۱/۲۵ باید ۱/۵ اختیار شود. در صورتی که در این مرحله، بتن هنوز جوان بوده و مقاومت طراحی خود را کسب نکرده باشد، ضریب ایمنی جزیی مقاومت بتن باید با اعمال یک ضریب اصلاحی ϕ_n مطابق بند ۱۰-۵-۴ اصلاح شود. بعلاوه این شمع‌ها باید برای حالت حدی بهره‌برداری ترک‌خوردگی نیز کنترل شوند. حداکثر میزان بازشدگی ترک‌های سطحی بر حسب شرایط محیطی بعدی شمع برابر ۰/۳ میلیمتر برای بتن داخل خاک و ۰/۰۰۴ برابر ضخامت پوشش اسمی بتن روی آرماتور اصلی در شرایط محیطی شدید (مثلا رویارو بودن با آب دریا) توصیه شده است.

ب ـ تنش‌های کوبشی

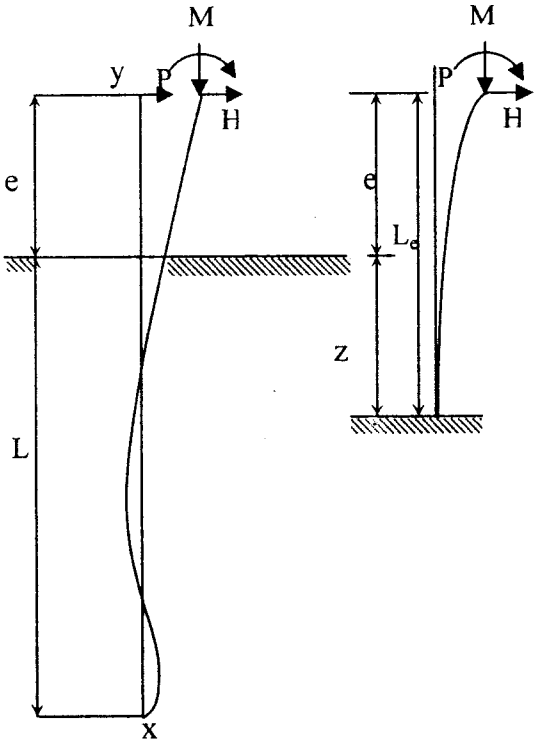
این تنشها تابع پیچیده‌ای از خواص خاک و شمع و در نتیجه مقاومت موجود در برابر کوبش و روش و نوع تجهیزات کوبشی بکار گرفته شده می‌باشند. طی عملیات کوبیدن شمع‌ها امکان ایجاد تنش‌های کششی و فشاری تا مقادیری بالاتر از حد جاری شدن یا

مقاومت ترک خوردگی مصالح شمع وجود دارد که در طراحی شمع‌های کوبیدنی باید مد نظر قرار گیرد. برای طراحی، این تنش‌ها را می‌توان به کمک تحلیل مبتنی بر انتشار امواج الاستیکی و یا در مرحله نصب (کوبیدن) بوسیله اندازه‌گیریهای دینامیکی محاسبه نمود.

۱۷-۳-۵ در شمع‌هایی که در تمام طول درون خاک قرار می‌گیرند و در تراز زمین به یک عضو میانجی مانند شالوده سر شمعی یا تیرهای همکف ختم می‌شوند، اگردرشمع تحت بار محوری، تنش از محدوده مقاومت‌های مشخصه طراحی مصالح شمع تجاوز نکند، کمانش نمی‌تواند اتفاق افتد. تکیه‌گاه جانبی که درعمل توسط انواع خاکها (به استثنای لجن و آب که فاقد ظرفیت باربری هستند) فراهم می‌شود بطورکلی برای جلوگیری از کمانش شمع کافی است. بنابراین در طراحی اینگونه شمع‌ها لازم نیست آثار لاغری در نظر گرفته شود. بعنوان یک راهنمای نظری ساده بررسی کمانش هنگامی ضروری است که : $\frac{I}{A^3} < \frac{P_{max}^2}{4CE}$ باشد. که A، I، E و P_{max} بترتیب سطح مقطع، ممان اینرسی، مدول الاستیسیته و ظرفیت حداکثر شمع و C ضریب جابجایی جانبی است که برابر حاصلضرب ضریب واکنش بستر افقی خاک در قطر یا عرض شمع می‌باشد $(C = k_1 D)$.

بررسی آثارلاغری شمع‌هایی که در خاکهای سست یا آب واقع یا ازخاک خارج می‌شوند ضروری است. در مورد شمع‌هایی که بخشی از طول آنها داخل خاک قرار می‌گیرد بعضی آئین‌نامه‌ها بطور تقریبی نقطه‌گیرداری فرضی داخل خاک متراکم را از

سطح زمین« Z » برابر یک متر و در خاکهای سست نظیر رس نرم و لای $\frac{۱}{۲}$ عمق نفوذ (درون خاک) شمع و نه بیشتر از سه متر توصیه کرده‌اند (شکل ۱۷-۲).



شکل (۱۷-۲)

شکل ۱۷-۲ طول موثر را برای دو حالت حدی شرایط گیرداری سر شمع نشان می‌دهد. تعیین مقدار دقیقتر Z به تحلیل رفتار شمع در برابر بارهای جانبی نیاز دارد که خودبستگی به تعامل خاک ـ سازه دارد. در صورت دانستن مدول واکنش بستر جانبی (افقی) و با فرض ثابت‌بودن آن، عمق دقیقتر نقطه فرضی گیرداری شمع در داخل خاک را می‌توان از رابطه زیر تعیین کرد :

$$Z = \sqrt[4]{4EI / k_h D}$$

که درآن EI سختی خمشی شمع، k_h مدول واکنش بستر افقی و D قطر یا پهنای شمع است.

۱۷-۳-۷ در انتخاب نوع اتصال شمع‌ها به عضوهای میانجی نظیر کلاهک، تیرهای سرشمعی یا تیرهای زمین ملاحظات زیر باید مد نظر باشد:

- در مورد بارهای قائم تنها، تفاوتی بین اتصال پای گیردار و مفصلی وجود ندارد مگر آنکه کمانش شمع ممکن باشد که در این صورت اتصال گیردار بدلیل آنکه از طول کمانش می‌کاهد ارجح است (به تفسیر بند ۱۷-۳-۵ توجه شود).
- تحت بارهای افقی، تغییر مکان سر شمع‌ها با اتصالات گیردار بمراتب کمتر از اتصالات مفصلی است.
- تحت بارهای افقی و اتصالات گیردار، در سر شمع‌ها و عضوهای میانجی لنگرهای گیرداری انتهایی ایجاد می‌شوند که در طراحی باید منظور شوند.
- در اتصالات گیردار، در صورت چرخش عضوهای میانجی و روسازه، لنگرهای موثر بر سر شمع‌ها تغییر می‌کنند.
- با اتصالات مفصلی، تحلیل شمع‌ها ساده‌تر است.
- در روشهای ساخت متعارف، ایجاد اتصال مفصلی برای همه شمع‌ها، با سرشمعی مشکل است.

❑ ۱۷-۴ روش‌های تعیین تلاش‌ها در شالوده‌ها

۱۷-۴-۱-۱ در طراحی شمع‌ها و شالوده‌ها، بارهای نهایی و ترکیب‌های بارگذاری بطورکلی باید مطابق ضوابط قسمت ۱۰-۴ آئین‌نامه در نظر گرفته شوند، مگر آنکه حالت‌های بارگذاری حادتری ناشی از مقررات ناظر بر سازه‌هایی خاص یا شرایط بهره‌برداری خاص مورد نیاز باشد. روش‌های تحلیل شالوده‌ها باید متناسب با نوع

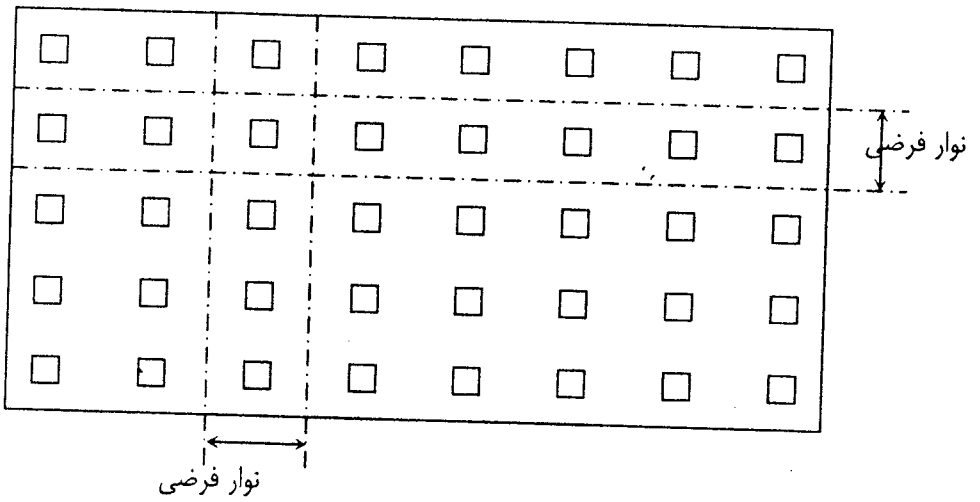
شالوده، طبیعت و نحوه تاثیر بارها بر شالوده و فرضیات اعمال شده در مورد توزیع فشار خاک (عکس‌العمل خاک)، و با توجه به سختی‌های نسبی خاک ـ شالوده ـ روسازه انتخاب شوند (به تفسیر بند ۱۷-۴-۲ توجه شود).

۱۷-۴-۱-۲ روش ساده کننده این بند بطورعموم در شرایطی که بارهای ثقلی حاکم بر طراحی هستند قابل استفاده است. در مواردی که بارهای زلزله یا باد در ترکیب‌های بارگذاری بحرانی حضور دارند، استفاده از روش ساده باید با احتیاط و تحلیل دقیق توام باشد.

۱۷-۴-۱-۳ شالوده گسترده لزوما باید به صورت واحدی یکپارچه در دو امتداد متعامد تحلیل شود. کل نیروی برشی که بر هر مقطع سراسری شالوده وارد می‌شود برابر مجموع تمام نیروها (بارها) و عکس‌العمل‌هائی است که در طرف چپ یا راست مقطع وجود دارند و لنگر خمشی کل موثر بر چنین مقطعی برابر حاصل جمع لنگر نیروها و عکس‌العمل‌های موجود در یکطرف مقطع نسبت به آن می‌باشد (به تفسیر قسمتهای ۱۷-۴-۳ و ۱۷-۴-۴ توجه شود).

اگر چه کل تلاش برشی و لنگر خمشی موثر بر هر مقطع سراسری شالوده را می‌توان به روش استاتیک ساده بدست آورد ولی توزیع آنها در سراسر مقطع مسئله بسیار نامعینی است. برای ساده کردن مسئله در مواردی، شالوده گسترده را می‌توان با روشهای کاربردی شده‌ای که در مورد دال‌های تخت دو جهته بکار می‌روند تحلیل کرد. برای مثال در حالت‌هایی که اختلاف بارها و فاصله ستونها از یکدیگر از ۲۰ درصد تجاوز نمی‌کند، دال را می‌توان به نوارهای فرضی متعامدی تقسیم کرد که مرزهای آنها

خطوط میان فاصله‌ای بین دو ردیف ستون مجاور است (شکل ۱۷-۳).



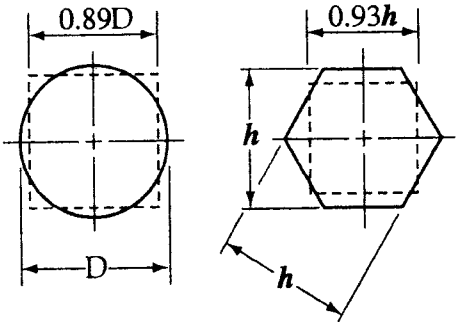
شکل ۱۷-۳

با فرض‌های : ۱) استقلال نوارها از یکدیگر، ۲) معلوم بودن توزیع فشار خاک زیر هر نوار (به تفسیر ۱۷-۴-۲ مراجع شود) و ۳) معلوم بودن بار ستونها می‌توان هر نوار را بصورت یک تیر تحلیل کرد. باید توجه داشت که بطورمعمول نیروهای موثر بر این تیرهای فرضی متعادل نیستند، یعنی منتجه نیروی ستونها با برآیند عکس‌العمل‌های خاک برابر و هم امتداد نیستند، زیرا نوارهای فرضی از یکدیگر مستقل نمی‌باشند و بین نوارهای همجوار تا حدی انتقال برش انجام می‌شود.

۱۷-۴-۱-۴ این فرض برای محاسبه سهم هر شمع از بارهای منتقل شده از ستون به شالوده روی شمع کاربرد دارد. اگرچه در محاسبه لنگرهای خمشی موثر بر مقاطع مختلف سر شمعی عکس‌العمل هر شمع را می‌توان بصورت متمرکز در مرکز آن فرض کرد، لیکن در محاسبه نیروهای برشی باید توجه داشت که این عکس‌العمل‌های

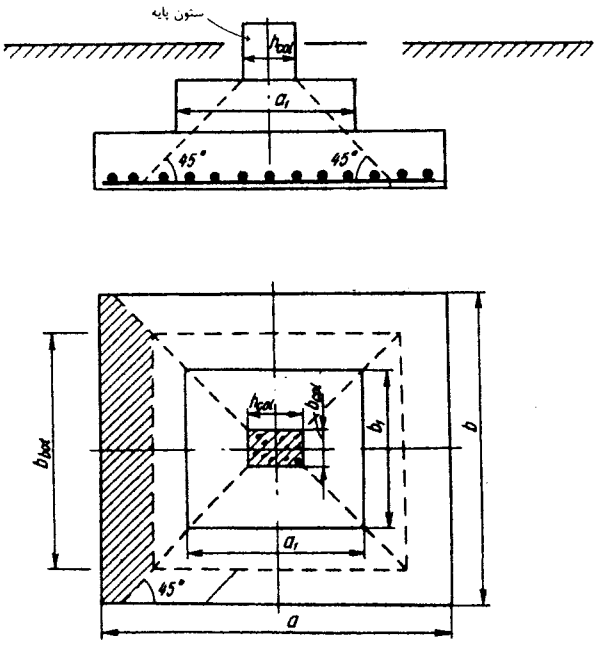
متمرکز عملا بروی سطح تماس شمع با سر شمعی توزیع شده‌اند. این واقعیت در محاسبه تلاش برشی در مقاطع سر شمعی در بند ۱۷-۴-۴-۲ آیین‌نامه منعکس شده است.

۱۷-۴-۱-۵ شکل ۱۷-۴ مفاد این بند را توضیح می‌دهد.



شکل ۱۷-۴

۱۷-۴-۱-۶ در شالوده‌های شیب‌دار یا پلکانی، زاویه شیب یا ارتفاع و محل پله‌ها باید بگونه‌ای اختیار شود که در هر مقطع از شالوده تمامی ضوابط آئین‌نامه‌ای ذیربط بویژه بند ۱۸-۳-۱-۶ در مورد مهار آرماتور خمشی، بند ۱۱-۱۰-۳ در مورد مقاومت اتکایی و بند ۱۲-۷-۲-۱- ب در مورد عملکرد دو طرفه رعایت شوند. ستون پایه‌ها بعنوان جزئی یکپارچه از شالوده پله‌ای تلقی می‌شوند. برای تامین یکپارچگی این شالوده‌ها تمامی قسمتهای شالوده‌های شیب‌دار و پله‌ای باید در یک مرحله اجرا شوند، در غیر اینصورت ضوابط طراحی برای برش اصطکاکی مطابق بند ۱۲-۱۳-۳ باید رعایت شوند.



شکل ۱۷-۵ نمونه محل پله‌ها در شالوده پلکانی

۱۷-۴-۲ توزیع فشار خاک

۱۷-۴-۲-۱ بجز مواردی که توزیع فشار خاک را می‌توان خطی فرض کرد، توزیع فشار خاک در زیر شالوده‌ها باید با در نظرگرفتن تعامل خاک ـ شالوده و شالوده ـ روسازه و براساس سختی‌های نسبی آنها تعیین شود. فرآیند تعامل خاک ـ سازه بویژه در مورد شالوده‌های مرکب و گسترده ممکن است تا رسیدن به یک مرحله تعادل نهایی بین بارهای درازمدت وارده و واکنش‌های خاک بستر شالوده، مدتها ادامه یابد. تلاش‌های موثر بر شالوده (لنگرهای خمشی، تلاش‌های برشی و تغییر شکل‌ها) را فقط پس از تعیین واکنش‌های مزبور می‌توان محاسبه کرد.

پارامترهای مهم در تحلیل تعامل خاک ـ شالوده ـ سازه عبارتند از :

- نوع و ویژگیهای خاک زیر شالوده تا عمق‌هایی که تحت تاثیر قرار می‌گیرد و مدول واکنش بستر.
- هندسه و ابعاد شالوده.
- سختی‌های شالوده وروسازه.
- خروج از مرکزیت بارها.

۱۷-۴-۲-۲ در مواردی که شالوده در مقایسه با خاک زیر آن بسیار صلب است، تغییر شکل‌های خمشی شالوده باعث تغییر تنش در خاک نمی‌شوند. در اینصورت توزیع فشار خاک در زیر شالوده را می‌توان بر حسب مورد خطی یا صفحه‌ای فرض کرد و براساس فرضیات ساده شده‌ای مبتنی بر اصول استاتیک و با در نظر گرفتن این که بین خاک و شالوده تنش کششی نمی‌تواند ایجاد شود، شالوده را تحلیل کرد.

در فرض صلب بودن شالوده سختی خود شالوده، فاصله بین ستونها ، سختی روسازه و سرانجام سختی خاک تعیین کننده هستند. در توزیع خطی فشار خاک مقادیر تلاشهای موثر بر شالوده بطورمعمول به شکلی محافظه‌کارانه محاسبه می‌شوند، لیکن فشارهای خاک ممکن است تا حد زیادی کم یا مغایر با واقعیت ارزیابی شوند.

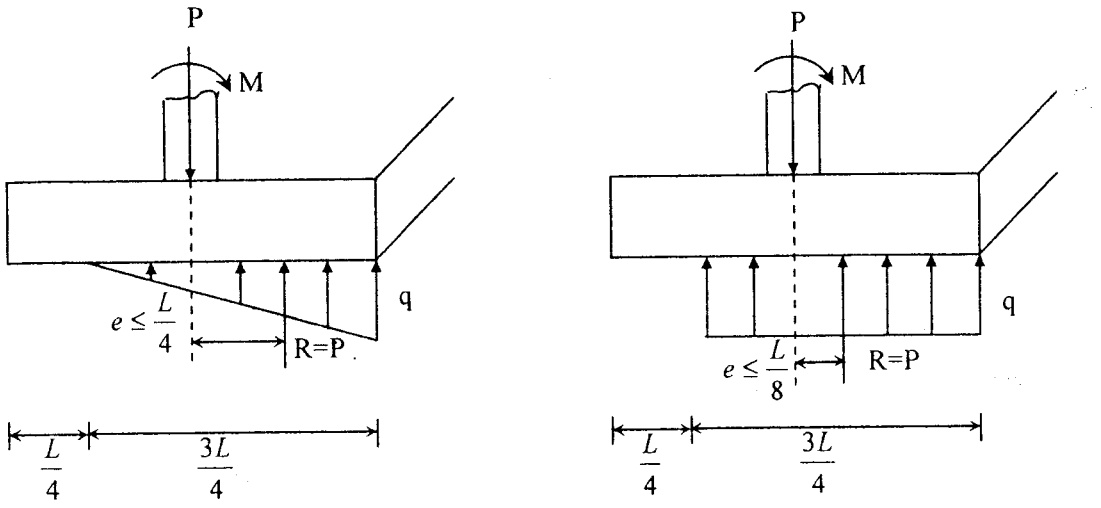
در مواردی که شالوده گسترده روی یک گروه شمع تکیه می‌کند شمع‌ها بطورکامل الاستیکی فرض می‌شوند.

۱۷-۴-۲-۳ در شالوده‌های صلب تحت اثر توام لنگر خمشی و نیروی قائم، بویژه اگر شالوده در قسمتی از سطح تماس با خاک از آن جدا شود، فشار خاک در قسمتهایی از

شالوده (برای مثال لبه‌ها در شالوده‌های مستطیلی شکل) متمرکز می‌شود. در چنین شالوده‌هایی، لنگر نهایی واژگون کننده، به نیروی محوری که همزمان با لنگر خمشی بر شالوده وارد می‌شود، به ابعاد و هندسه شالوده و نسبت تنش قائم وارده بر خاک به ظرفیت باربری نهایی آن بستگی دارد. برای مثال در مورد سنگ و خاکهای خیلی سخت واژگونی شالوده قبل از گسیختگی خاک و بروز رفتار خمیری در آن اتفاق می‌افتد، اما در خاکهای معمولی تحت شرایط مشابه و یکسان، تنش در خاک قبل از واژگونی به تنش گسیختگی خواهد رسید و واژگونی را می‌توان ناشی از آن دانست. در حالت اول توزیع خطی فشار خاک را می‌توان مستطیلی فرض کرد و در اینصورت بند ۱۷-۴-۲-۳ در مورد شالوده‌های مستطیلی شکل ، حداقل ضریب ایمنی برابر ۴ را در مقابل واژگونی تامین می‌کند. در حالت دوم توزیع خطی فشار خاک را می‌توان مثلثی فرض کرد و در اینصورت در مورد شالوده‌های مستطیلی شکل حداقل ضریب ایمنی در برابر واژگونی برابر ۲ خواهد بود.

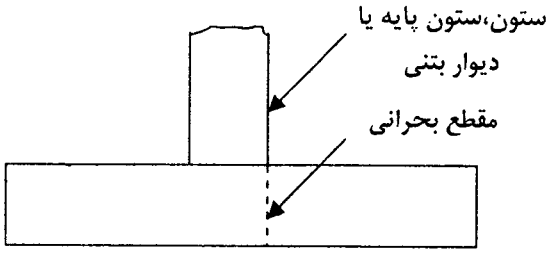
۱۷-۴-۳ لنگر خمشی

۱۷-۴-۳-۱ ضوابط این بند و بند ۱۷-۴-۳-۲ ناظر بر شالوده‌های منفرد یا شالوده‌های نواری زیر دیوار می‌باشد. در مورد سایر انواع شالوده‌ها لنگرهای خمشی باید با تحلیل سازه شالوده تعیین شوند.

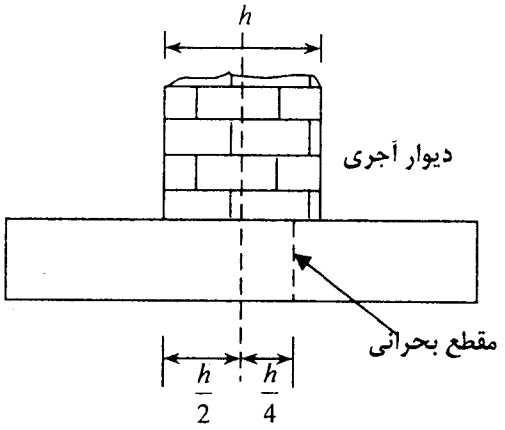


شکل (۱۷-۶)

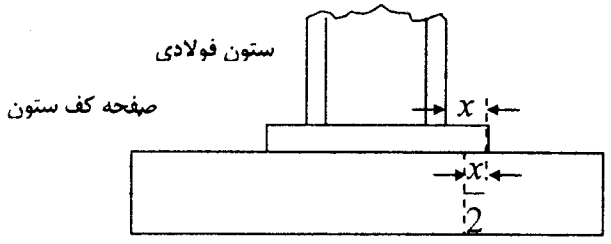
۱۷-۴-۳-۲ شکل ۱۷-۷ موقعیت مقاطع بحرانی برای کنترل مقاومت خمشی و مهار آرماتورها را در شالوده‌های منفرد یا شالوده‌های نواری زیر دیوار نشان می‌دهد. در مورد شالوده‌های منفرد پلکانی یا شیب‌دار به بند ۱۷-۳-۶ مراجعه شود.



(الف)



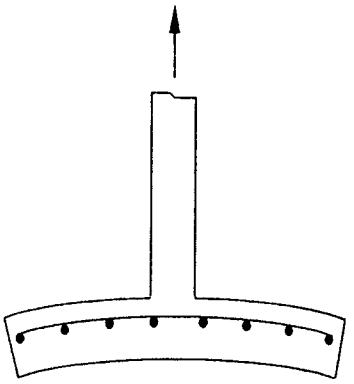
(ب)



(پ)

شکل ۱۷-۷

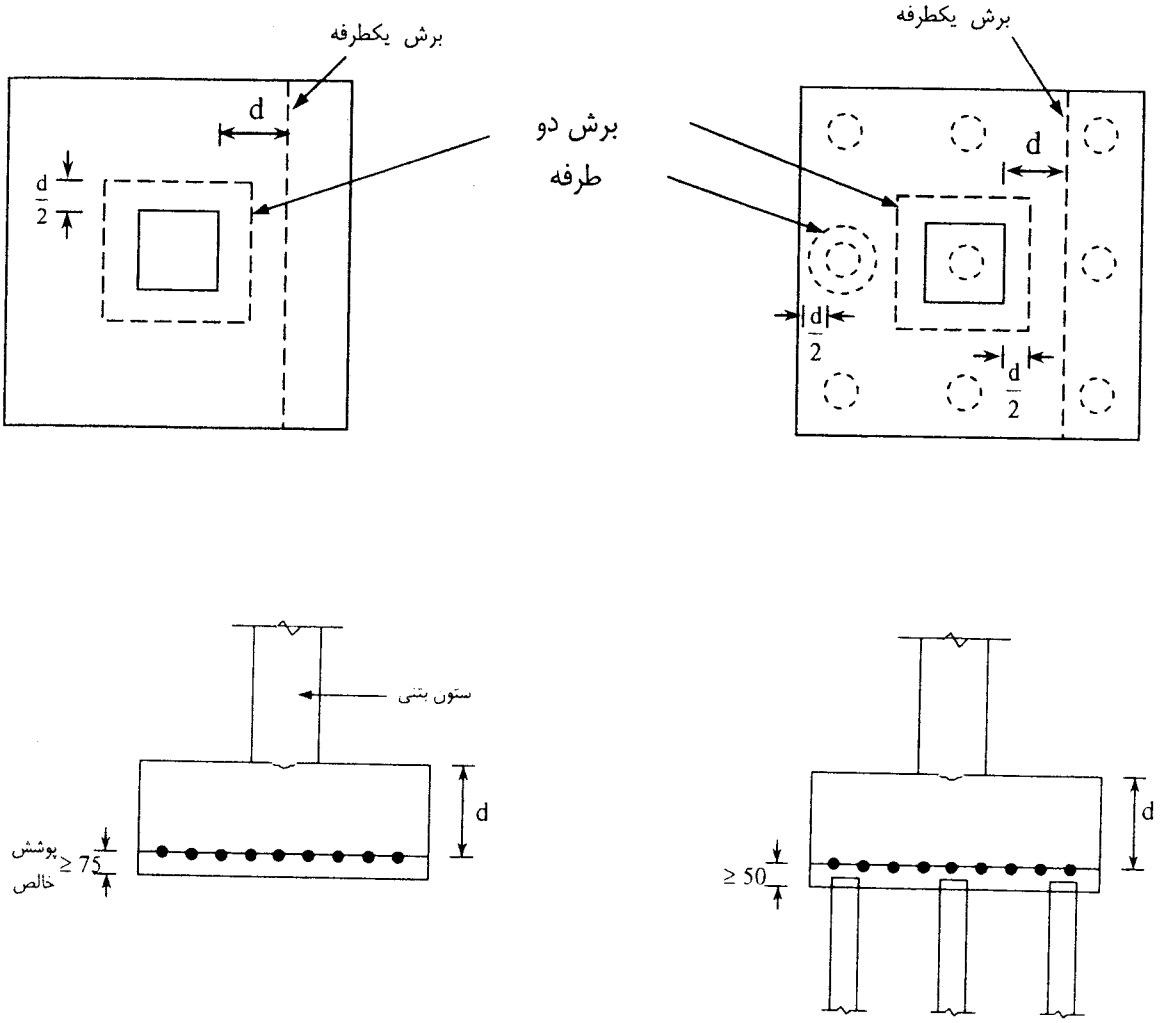
۱۷-۴-۳-۳ این بند بویژه در مورد شالوده دیوارهای حائل و شالوده‌هائی که تحت نیروی کششی قرار می‌گیرند (موضوع بند ۱۷-۴-۲-۴) باید منظور شود.



شکل ۱۷-۸

۱۷-۴-۴ تلاشی برشی

۱۷-۴-۴-۱ مقاومت برشی شالوده‌ها باید براساس ضوابط قسمت ۱۲-۱۷ و بحرانی‌ترین حالت از بندهای ۱۲-۱۷-۲-۱الف وب کنترل شود. شکل ۱۷-۹ الف مقاطع بحرانی کنترل مقاومت برشی را در مورد شالوده‌های منفرد و شالوده‌های روی شمع نشان می‌دهد. فاصله مقطع بحرانی برای برش بجز در مورد ستونهای فلزی با صفحات کف ستون از بر قطعه تکیه کنندد (ستون، ستون پایه یا دیوار) اندازه‌گیری می‌شوند. در مورد شالوده یا ستون پایه ای که یک کف ستون فولادی روی آن تکیه می کند، مقطع بحرانی برای برش باید از محل تعریف شده برای خمش در شکل ۱۷-۷- پ اندازه‌گیری شود.

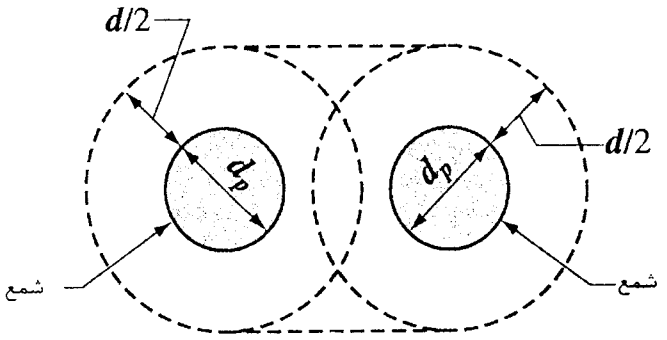


شالوده منفرد

کلاهک سر شمع

شکل ۱۷-۹- الف

در مورد شالوده‌های روی شمع، گاهی کنترل برش برای هر شمع باید مطابق بند ۱۲-۱۷-۲-۱-ب (عملکرد دوطرفه) انجام پذیرد. در مورد یک گروه شمع چنانچه محیط‌های بحرانی برش همپوشانی داشته باشند (با هم تداخل کنند) محیط بحرانی باید آن بخش از کوچکترین پوش مشترک این محیط‌ها که عملا برش بحرانی برای گروه شمع مورد بررسی را تحمل می‌کنند در نظر گرفته شود. شکل ۱۷-۹- ب نمونه‌ای از این موارد را نشان می‌دهد.



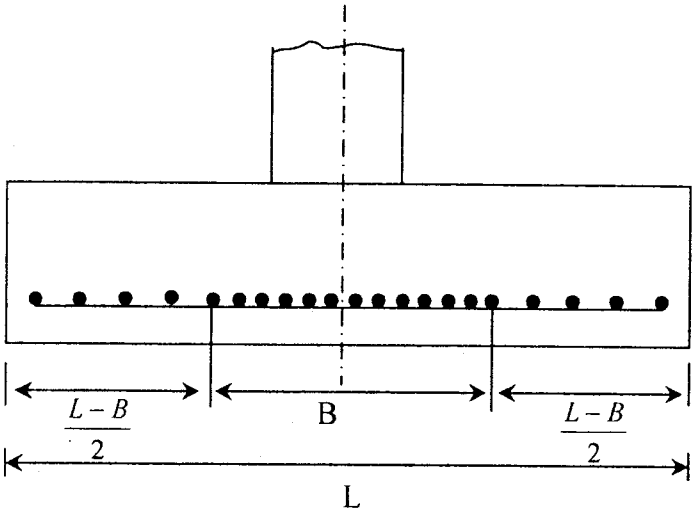
شکل ۱۷-۹-ب

۱۷-۴-۴-۲ فرض متمرکز بودن عکس‌العمل‌ها در مرکز هر شمع در مواردی که مقطع بحرانی، محیط یک یا چند شمع را قطع می‌نماید به نتایج غیر واقع بینانه‌ای منتهی می‌شود، بدین معنی که اگر مرکز شمع برای مثال به فاصله ۱۰ میلیمتر داخل مقطع بحرانی واقع شود عکس‌العمل شمع هیچ نوع برشی در آن مقطع ایجاد نمی‌کند ولی اگر به فاصله ۱۰ میلیمتر خارج آن قرار گیرد تمام مقدار عکس‌العمل در ایجاد برش دخالت می‌کند. بنابراین بند ۱۷-۴-۴-۲ آئین‌نامه جنبه اصلاحی داشته و با توجه

به توضیحات تفسیر بند ۱۷-۴-۱-۴ به رفع این تضاد می‌پردازد. مقدار $d_p/2$ در زیر بندهای ۱۷-۴-۴-۲ با عنایت به این واقعیت که اغلب موقعیت شمع‌ها در عمل با موقعیت پیش‌بینی شده آنها در طرح تفاوت می‌کند و این فرض که جا به جایی موقعیت باید در حوزه رواداریهای قابل قبول قرار گیرد، اختیار شده است.

❑ ۱۷-۵ محدودیت آرماتورها

۱۷-۵-۵ کل مقدار آرماتور خمشی در جهت عرضی شالوده با در نظر گرفتن کل لنگر خمشی موثر بر مقطع بحرانی بدست می‌آید (شکل۱۷-۱۰) با توجه به این واقعیت که مقدار لنگر بر واحد طول در مجاورت ستونها بزرگتر از سایر نقاط می‌باشد، آرماتور خمشی بیشتر در این منطقه‌ها متمرکز می‌شود.



$$\beta = \frac{B}{L}$$

شکل ۱۷- ۱۰

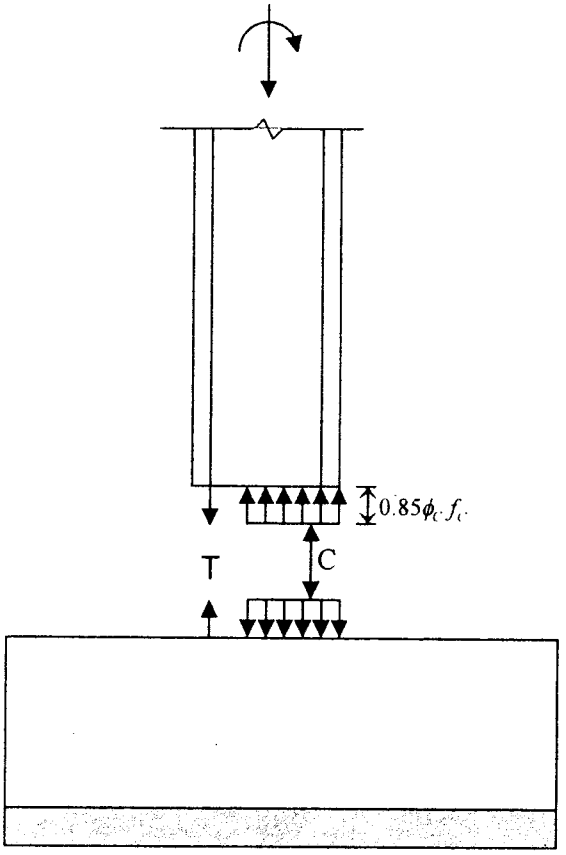
❑ ۱۷-۶ انتقال نیرو از پای ستون، دیوار یا ستون پایه بتنی به شالوده

۱۷-۶-۱ قسمت ۱۷-۶ حاوی ضوابط ویژه انتقال نیرو و لنگر از پای ستون، دیوار یا ستون پایه به شالوده می باشد، از اینرو تنها نیروها و لنگرهای محاسباتی که در پایه ستون، ستون پایه یا دیوار حضور دارند باید به شالوده منتقل شوند. برای انتقال نیروها و لنگرها به شالوده در نظرگرفتن حداقل برون محوری بار مطابق قسمت ۱۳-۱۰ آئین‌نامه ضروری نمی‌باشد. تمامی نیروهای محوری و لنگرهای خمشی که در پای ستون، ستون پایه یا دیوار حضور دارند باید بوسیله عملکرد اتکایی بتن (نیروهای فشاری تنها) و بوسیله عملکرد اتکایی بتن و میلگرد (کششی یا فشاری) به شالوده منتقل شوند.

۱۷-۶-۲ و ۱۷-۶-۳ در بررسی انتقال تلاش‌ها در پای یک ستون کنترل تنش‌های اتکایی ایجاد شده هم در بتن ستون و هم در بتن شالوده ضروری است. در صورتی که نیروی فشاری منتقل شده از مقاومت نهایی اتکایی بتن در پای ستون یا بتن روی شالوده تجاوز کند، نیروی فشار مازاد باید بوسیله میلگردهای انتظار یا میلگردهای طولی ستون که بداخل شالوده ادامه یافته‌اند انتقال داده شود. تمامی نیروهای کششی موثر بر سطح تماس ناشی از نیروهای بلندکننده (برکننده)، لنگر، تغییر مکان جانبی یا هر عامل دیگر باید تنها بوسیله میلگردهای انتظار یا میلگردهای طولی ستون به شالوده منتقل شوند. تمام ملاحظات فوق باید در مورد اتصال ستون به ستون پایه، پایه به شالوده و دیوار به شالوده رعایت شوند.

طول گیرایی میلگردهای انتظار (ریشه) در هر دو طرف سطح تماس باید ضوابط قسمت ۱۸-۲ را برآورده نماید، بعلاوه درداخل ستون طول میلگرد انتظار باید براساس

ضوابط قسمت ۱۸-۴ برای وصله میلگردها در کشش یا در فشار بر حسب مورد تامین شود.



شکل ۱۷-۱۱

۱۷-۶-۴ در مواردی که لنگری محاسباتی از ستون به شالوده منتقل می‌شود بتن در ناحیه فشاری مقطع ستون تا $0.85\phi_c f_c$ تحت تنش قرار می‌گیرد. از اینرو بطورمعمول لازم است تمام آرماتورهای ستون در داخل شالوده مهار شوند.

۱۷-۶-۵ برای انتقال نیروهای برشی از ستون به ستون پایه یا شالوده می‌توان از ظرفیت برش اصطکاکی مطابق ضوابط قسمت ۱۲-۱۳ آئین‌نامه استفاده کرد، مشروط بر اینکه آرماتورهای گذرنده از اتصال علاه بر ضوابط مزبور، ضابطه حداقل آرماتور در بند ۱۷-۶-۶ را برآورده نمایند.

۱۷-۶-۶ و ۱۷-۶-۷ در روش ساخت بتن آرمه درجا آرماتور مورد نیاز برای انتقال تلاشها از عضو تکیه‌کننده به شالوده از طریق ادامه‌دادن میلگردهای طولی عضو تکیه کننده بداخل شالوده یا آرماتور انتظار تامین می‌شود. آئین‌نامه در صورت عدم ضرورت محاسباتی لازم نمی‌داند که تمام میلگردهای موجود در ستون بداخل شالوده ادامه یابند و در داخل شالوده مهار شوند و حداقل از آرماتور ستون برابر ۰/۰۰۵ سطح مقطع پای ستون یامیلگردهای انتظار با وصله کامل و سطح مقطع معادل را که با مهاری کامل بداخل شالوده ادامه می یابند کافی تلقی می‌کند. این مقدار حداقل آرماتور به منظور تامین رفتار شکل‌پذیر اتصال و میزانی از یکپارچگی در طول مدت اجرای ساختمان پیش‌بینی شده است. در دیوارها حداقل آرماتوری که بهمین منظور پیش‌بینی می‌شود برابر حداقل میلگردهای قائم دیوارها می‌باشد.

❑ ۱۷-۸ ضوابط تکمیلی ویژه طراحی شالوده‌ها در برابر زلزله

۱۷-۸-۱ گستره

ترمیم صدمات وارده به شالوده پس از رخداد زلزله بسیار مشکل و پر هزینه است. بنابراین، این قسمت الحاقی به تفسیر فصل ۱۷ آیین‌نامه، ضوابطی تکمیلی برای

طراحی و تهیه جزییات شالوده‌ها، شمع‌ها، پایه‌های حفاری شده و سازه‌های میانجی آنها را در برابر زلزله، با این هدف ارائه می‌کند که تحت تکان‌های زلزله شدید پاسخ غیر الاستیکی سازه بالاتر از تراز شالوده ایجاد شود. اگرچه آیین‌نامه حاوی مقررات ویژه طراحی تیرها یا دال‌های روی زمین نمی‌باشد لیکن در طراحی مقاوم در برابر زلزله، این قطعات معمولا به‌صورت جزیی از سیستم باربر جانبی عمل می‌کنند و باید مطابق مقررات ذیربط آیین‌نامه و همچنین ضوابط و راهنمایی‌های این قسمت طراحی شوند.

۱۷-۸-۲ شالوده‌ها

۱۷-۸-۲-۱ تمامی آرماتورهای طولی ستون‌ها و دیوارهایی که نیروهای ناشی از زلزله را تحمل می‌کنند باید با طولی برابر طول مهار کامل کششی از سطح تماس به‌داخل شالوده، کلاهک سرشمعی یا عضو میانجی ادامه یابند و در صورت نیاز به قلابهای ۹۰ درجه در نزدیکی وجه تحتانی شالوده مهار شوند. انتهای آزاد این قلابها باید به‌سمت مرکز ستون یا محور دیوار متوجه باشد.

۱۷-۸-۲-۲ ستونها یا اجزای لبه در دیوارهای سازه‌ای با شکل‌پذیری متوسط و زیاد که فاصله یک وجه آنها از یک لبه شالوده کمتر از نصف ضخامت شالوده باشد در زیر وجه فوقانی شالوده باید دارای آرماتور عرضی مطابق بند ۲۰-۵-۲-۳ باشند. این آرماتور عرضی باید داخل شالوده در سراسر طول مهاری کامل آرماتور طولی در کشش تعبیه شود.

۱۷-۸-۲-۳ در مواردی که تحت تاثیر زلزله، در ستونها یا اجزای لبه دیوارهای سازه‌ای نیروهای رو به بالا ایجاد می‌شود، برای تحمل ترکیب بارگذاری مربوط باید در بالای مقطع شالوده، یا کلاهک سرشمعی، آرماتور خمشی لازم پیش‌بینی شود. حداقل آرماتور مورد نیاز مطابق بند ۱۱-۵-۲ آیین‌نامه تعیین می‌شود.

۱۷-۸-۳ کلاف‌های رابط ـ تیرها و دالهای روی زمین و سازه‌های میانجی شالوده‌ها

۱۷-۸-۳-۱ در طراحی تیرهای روی زمین و کلافهای رابط بین شالوده‌های منفرد و نیز کلاهک‌های سرشمعی برای عملکرد مقاوم در برابر زلزله، علاوه بر مقررات قسمت ۱۷-۷ ضوابط بندهای ۱۷-۸-۳-۲ و ۱۷-۸-۳-۴ نیز باید رعایت شوند.

۱۷-۸-۳-۲ تیرهای روی زمین و کلافهای رابط بین شالوده‌ها و کلاهک‌های سرشمعی می‌توانند تیرهایی مستقل در زیر دال، روی زمین یا قسمت ضخیم شده‌ای از دال مزبور باشند. ابعاد مقطع این تیرها باید به‌گونه‌ای انتخاب شود که کوچکترین بعد آن حداقل برابر ۵ درصد دهانه خالص بین ستونهای مرتبط شونده باشد. این مقدار لازم نیست از ۴۵۰ میلیمتر بیشتر باشد.

آرماتوربندی تیرهای روی زمین و کلافهای رابط شالوده‌ها و کلاهک‌های سرشمعی باید مطابق بندهای ۱۷-۷-۴ و ۱۷-۷-۵ انجام پذیرد. خاموتهای در برگیرنده میلگردهای طولی باید بسته باشند و فاصله آنها از یکدیگر از نصف کوچکترین بعد مقطع کلاف یا ۲۵۰ میلیمتر تجاوز نکند.

۱۷-۸-۳-۳ در طراحی و جزییات آرماتوربندی تیرهای کلاف و تیرهای روی زمین که بخشی یکپارچه از یک شالوده گسترده را تشکیل می‌دهند و تحت اثر لنگر خمشی منتقل شده از ستونهایی که جزیی از سیستم باربر جانبی هستند قرار می‌گیرند باید مانند سایر تیرهای بالاتر از زمین سیستم قاب‌بندی مطابق مقررات فصل بیستم انجام پذیرد.

۱۷-۸-۳-۴ دال‌های روی زمین برای تامین انسجام کل ساختمان بطورمعمول به‌صورت یک دیافراگم در تراز زمین عمل می‌کنند و آثار احتمالی حرکتهای نامساوی زمین در تراز شالوده ساختمان را کاهش می‌دهند. بنابراین دال‌های روی زمین که نیروهای زلزله منتقل شده از دیوار یا ستونهایی را که جزیی از سیستم باربر جانبی هستند تحمل می‌کنند باید به‌عنوان یک دیافراگم سازه ای مطابق ضوابط قسمت‌های ۲۰-۴-۳ و ۲۰-۵-۳ طراحی شوند. ایجاد هر نوع درز اره‌ای (درزساده باسطوح صاف و بدون سایر تمهیدات سازه ای) در دال مجاز نیست و نقشه‌های طرح باید به‌روشنی نشان دهند که دال روی زمین یک دیافراگم سازه‌ای و بخشی از سیستم باربر جانبی است.

۱۷-۸-۴ شمع‌ها، پایه‌ها و صندوقه‌ها

۱۷-۸-۴-۱ شمع‌ها و پایه‌های حفاری شده و صندوقه‌هایی که تکیه‌گاه سازه‌های طراحی شده در برابر زلزله هستند، برای عملکرد مقاوم در برابر زلزله، علاوه بر مقررات و ضوابط مراجع ویژه خود باید ضوابط قسمت حاضر را نیز برآورده نمایند.

۱۷-۸-۴-۲ شمع‌ها، پایه‌ها و صندوقه‌هایی که در ترکیب‌های بارگذاری با زلزله تحت نیروی کششی محاسباتی قرار می‌گیرند، باید در سراسر طولی که با کشش مقابله می‌کنند دارای آرماتور طولی پیوسته (ممتد) باشند. در کلاهک‌های سرشمعی برای انتقال نیروهای کششی از آرماتورهای ستون یا اجزای لبه به آرماتورهای شمع یا صندوقه باید یک مسیر انتقال نیروی مناسب پیش‌بینی شود. به‌همین منظور جزییات آرماتورهای طولی درون کلاهک سرشمعی باید بنحوی طراحی شود که این انتقال نیرو ممکن باشد.

۱۷-۸-۴-۳ انتقال نیروهای کششی ناشی از آثار زلزله بین کلاهک سرشمعی یا شالوده (منفرد، مرکب و یا گسترده) و شمع‌های پیش‌ساخته ممکن است از طریق میلگردهایی که در حفره‌های تعبیه شده در سرشمع و دوغاب‌ریزی بعدی نصب می‌شوند و یا توسط میلگردهای از پیش نصب شده در قسمت فوقانی شمع که با تخریب (چکش‌زنی) بتن قسمت مزبور لخت می‌شوند و یا اتصال آنها به عضو میانجی یا شالوده با اتصال دهنده‌های مکانیکی یا جوشکاری عملی می‌شود، انجام پذیرد. در هر حال ظرفیت سیستم انتقال دهنده باید به‌وسیله آزمایش برای انتقال نیرویی برابر یا بیشتر از ۱۲۵ درصد مقاومت مشخصه میلگردهای مزبور تایید شود.

۱۷-۸-۴-۴ هنگام زلزله، شمع‌ها در نقاط ناپیوستگی به‌ویژه در زیر کلاهک شمع و یا در نزدیکی تراز یک توده خاک نرم یا سست ممکن است تحت تاثیر لنگرهای خمشی بسیار بزرگ قرار گیرند. همچنین امکان بروز رفتار غیر الاستیکی شمع در مرزهای

تغییرات ناگهانی در مشخصات خاک لایه‌های مجاور نظیر تغییر لایه نرم به سخت یا سست به متراکم وجود دارد. در این مناطق برای تامین شکل‌پذیری به آرماتورهای عرضی ویژه نیاز است. بنابراین شمع‌ها و پایه‌های حفاری شده در نواحی بحرانی زیر باید دارای آرماتور عرضی مطابق بند ۲۰-۵-۲-۳ باشند :

الف ـ در قسمت بالای شمع و حداقل در طول ۵ برابر بعد مقطع آن و نه کمتر از ۱۸۰۰ میلیمتر زیر قاعده تحتانی کلاهک شمع.

ب ـ در قسمتی از شمع که داخل خاک فاقد ظرفیت تامین تکیه‌گاه جانبی، یا در آب یا هوا واقع می‌شود و در سراسر طول بدون تکیه‌گاه جانبی به‌اضافه طول مذکور در بند (الف).

ج ـ در مورد شمع‌های کوبیدنی پیش‌ساخته، طولی از شمع که نیازمند آرماتور عرضی ویژه می‌باشد باید به‌اندازه‌ای پیش‌بینی شود که تغییرات بالقوه در تراز سرشمع در نتیجه عامل‌هایی نظیر کوبیده شدن پیش از حد پیش‌بینی شده در طرح یا رسیدن به پس‌زنی شمع در عمق‌های کم در نظر گرفته شود.

۱۷-۸-۴-۵ هنگام زلزله، در محل اتصال شمع‌های مایل به کلاهک سرشمعی امکان وقوع آسیب‌های سازه‌ای شدید در کلاهک وجود دارد. بنابراین کلاهک سرشمع و یا سایر سازه‌های میانجی باید به نحوی طراحی شوند که قادر به تحمل نیروهای بالقوه بزرگی که ممکن است در شمع‌های مایل ایجاد شود باشند. از اینرو در یک گروه شمع دارای شمع‌های مایل، کلاهک های سرشمعی باید قادر به تحمل نیرویی برابر مقاومت کامل فشاری شمع های مایل به‌عنوان ستونهای کوتاه باشند. البته در طراحی خود

شمع‌های مایل، آثار لاغری در قسمتهایی از شمع که در آب یا هوا یا درون خاکی که قادر به تامین تکیه‌گاه جانبی برای شمع نیست قرار می‌گیرند، باید منظور شود.

تفسیر فصل هجدهم

مهار و وصله آرماتورها

۱-۱۸ گستره

ضوابط این فصل مربوط به دو موضوع : انتقال نیرو از میلگردها یا سیم‌ها به بتن و برعکس، و انتقال نیرو از یک میلگرد یا سیم به دیگری در محل وصله بین آن دو می‌باشد. در این انتقال‌ها همواره فرض برآنست که میلگرد یا سیم با تمام ظرفیت خود، $A_b f_y$، بارگذاری شده است و به همین صورت نیرو را به بتن یا میلگرد و یا سیم دیگری منتقل می‌نماید. با این فرض لزومی به منظور کردن ضرائب جزئی ایمنی مقاومت مصالح ϕ_C و ϕ_S در محاسبات نیست.

در سازه‌هایی که بطورعمده زیر اثر بارهای دینامیک قرار دارند و تنش‌های ایجاد شده در قطعات حالت رفت و برگشتی پیدا می‌کنند، پیوستگی بتن با میلگردها یا سیم‌ها از آسیب‌پذیری بیشتری برخوردار است. بدین علت در این سازه‌ها رعایت ضوابط ویژه دیگری مورد نیاز است که در این آیین‌نامه مورد بحث قرار نمی‌گیرد. در مورد سازه‌های زیر اثر بار جانبی زلزله، در ناحیه‌هایی از اعضا که امکان تشکیل مفصل‌های پلاستیک در آنها وجود دارد و تغییر جهت بارها پیوستگی ناحیه را دچار مخاطره می‌کند، ضوابط خاصی عنوان شده‌اند که در فصل بیستم به آنها اشاره می‌شود.

۱۸-۲-۲ طول گیرایی میلگردها و سیم‌های کششی

در تعیین طول گیرایی میلگردها و سیم‌ها در کشش سه گروه ضریب مطرح شده‌اند که در بندهای (الف) تا (ت) زیر توضیح داده‌می‌شوند :

الف ـ مقاومت پیوستگی بتن برای یک میلگرد ـ مقاومت پیوستگی مبنای بتن f_{bd} مقاومت پیوستگی مبنای بتن در آزمایش موسوم به «بیرون کشیدن میلگرد» تعیین می‌گردد. این آزمایش برای تنها یک میلگرد انجام می‌شود و در آن ضرائب مربوط به مقاومت بتن، قطر میلگرد، اندود روی میلگرد، شکل رویه میلگرد به لحاظ صافی یا ناصافی مطالعه می‌گردد. برای میلگردهای آجدار و بتن معمولی رابطه زیر برای مقاومت پیوستگی مبنای بتن در کتب بتن آرمه نقل شده است :

$$f_{bd} = \frac{20\sqrt{f_c}}{d_b}$$

این رابطه بطورمعمول برای میلگردهای با قطر ۲۵ میلیمتر و بیشتر بکار می‌رود. برای میلگردهای با قطر کوچکتر از ۲۵ میلیمتر این مقاومت تغییر چندانی ندارد و برابر با مقدار آن برای قطر ۲۵ میلیمتر است.

رابطه ۱۸-۴ که در آیین‌نامه عنوان شده برابر با ۰/۸ مقدار فوق است که برای میلگرد با قطر ۲۵ میلیمتر تعیین شده باشد. ضریب ۰/۸ برای منظور کردن اثر توزیع غیر یکنواخت تنش در طول میلگرد بکار گرفته شده است.

برای منظور کردن اثر قطر میلگرد در مقاومت پیوستگی مبنای بتن، آیین‌نامه ضریب λ_1 را معرفی می‌کند که برای قطرهای کمتر از ۲۰ میلیمتر برابر یک و برای قطرهای بزرگتر از ۲۰ میلیمتر برابر با ۰/۸ توصیه شده است. در ویرایش اول آیین‌نامه این

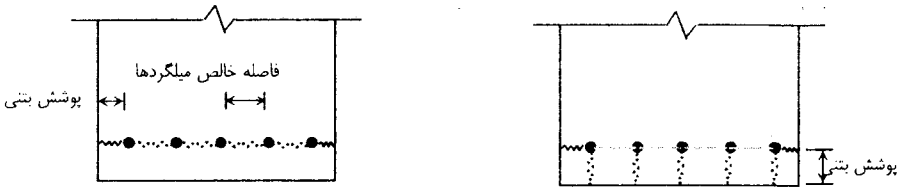
وابستگی با عبارت $(\frac{25}{db})^{\frac{2}{3}}$ منظور شده بود. در ویرایش فعلی برای میلگردهای با قطر بزرگ تقریب بیشتری در نظر گرفته شده است. این امر رابطه مربوط به طول گیرایی را قدری ساده‌تر می‌کند که در ادامه به آن اشاره خواهد شد.

مقاومت پیوستگی مبنای بتن برای میلگردهای با رویه صاف درحدود نصف مقدار آن برای میلگردهای آجدار است. این واقعیت بدان معنی است که درحدود نیمی از مقاومت پیوستگی مبنای بتن توسط موانعی که آج‌های روی میلگرد برای بتن ایجاد می‌کنند، تامین می‌گردد.

ب ـ مقاومت پیوستگی بتن برای چند میلگرد f_b

وقتی چند میلگرد در مجاورت هم قرار داشته و تحت کشش قرار می‌گیرند، تنش‌های برشی ایجاد شده در سطح جانبی آنها در انتقال نیرو به بتن با یکدیگر تداخل می‌نمایند و در صورتی که فواصل آنها از یکدیگر کم باشد، این تداخل به گسیختگی موضعی بتن بین میلگردها می‌انجامد و پیوستگی بین بتن و میلگرد را دچار اختلال می‌کند. همچنین در مواردی که پوشش بتنی روی میلگردها کافی نباشد، گسیختگی موضعی به صورت ترک‌خوردگی‌هایی بین میلگرد و رویه آزاد قطعه ظاهر می‌شود، شکل ۱۸-۱.

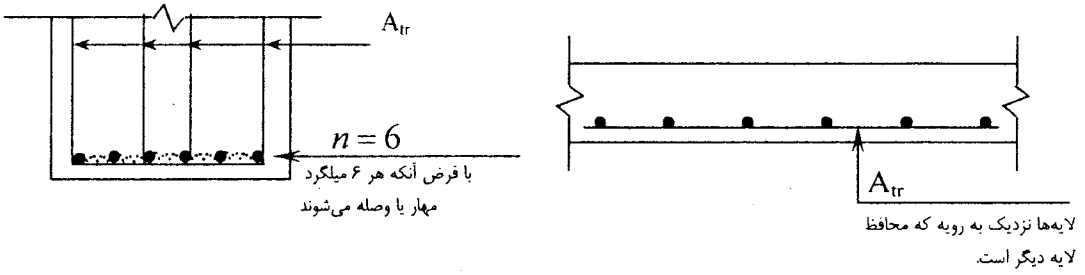
پارامتر λ_2 در رابطه ۱۸-۳ منعکس‌کننده این اثر است. در مواردی که فاصله میلگردها از یکدیگر و نیز ضخامت پوشش بتن روی میلگردها به اندازه کافی بزرگ باشد مقدار λ_2 بزرگتر از یک بوده و می‌تواند تا مقدار ۱/۴ افزایش یابد.



الف- ترک‌های بین میلگردها ب- ترک‌های بین میلگردها و رویه

شکل۱۸-۱ انهدام موضعی پیوستگی

وجود میلگردهای عرضی در جهت عمود بر میلگردهای طولی که مانعی برای توسعه ترک‌خوردگی‌های موضعی بین میلگردها و یا بین میلگردها و رویه آزاد قطعه ایجاد می‌کند، می‌تواند در جهت کاهش اثر تجمع میلگردها در مقاومت پیوستگی بتن مؤثر باشد. ضریب K_{tr} در رابطه ۱۸-۵ منعکس کننده این اثر است. آرماتور عرضی عنوان شده در این بند آیین‌نامه، A_{tr}، در تیرها و ستون‌ها همان خاموت‌ها یا تنگ‌ها و در دال‌ها و دیوارها لایه میلگرد نزدیک به رویه دال یا دیوار است. لایه میلگرد نزدیک به رویه در این قطعات بعنوان محافظی برای میگردهای در جهت دیگر کمک می‌کند، شکل ( ).



تیرها و ستون‌ها دال‌ها و دیوارها

شکل ۱۸-۲ ضریب A_{tr}

برای محاسبه λ_2 در رابطه ۱۸-۵ دو گزینه پیشنهاد شده است. در گزینه اول مقدار K_{tr} با استفاده از رابطه ۱۸-۶ محاسبه می‌شود و در آن باید به محدودیت مقدار λ_2 که ۱/۴ است توجه نمود. در واقع مقدار حداکثر $C+K_{tr}$ برابر با $2.5d_b$ در نظر گرفته شده است. در گزینه دوم مقدار λ_2 با استفاده از ضوابط بند ۱۸-۲-۲-۵ تعیین می‌شود. شرایط عنوان شده در زیربندهای الف و ب بند ۱۸-۲-۲-۵ در تیرها، ستون‌ها و دال‌ها موجوداند و بنابراین مقدار $\lambda_2 = 0.85$ را در اکثر موارد به راحتی می‌توان بکار برد.

پ ـ سایر ملاحظات در تعیین طول گیرایی

ضرائب K_1، K_2 و K_3 که در رابطه ۱۸-۱ به‌کار برده شده‌اند و بطورمستقیم طول گیرایی را افزایش یا کاهش می‌دهند، منعکس‌کننده ملاحظات چندی است که در زیر به آنها اشاره می‌شود.

ضریب K_1 اثر جمع شدن نسبی میزان آب بتن در لایه‌های فوقانی قطعه در هنگام جای‌دادن و مرتعش کردن بتن را منعکس می‌نماید. افزایش نسبی میزان آب در این لایه‌ها مقاومت پیوستگی بتن را کاهش می‌دهد. با این ترتیب در تیرها و دال‌ها با ضخامت بیشتر از ۳۰۰ میلیمتر طول گیرایی در میلگردهای فوقانی را باید به اندازه ۳۰٪ افزایش داد.

ضریب K_2 اثر پوشش اپوکسی و یا مواد نظیر آن را که در سال‌های اخیر برای مقابله با خورده‌شدن میلگرد در شرایط محیطی نامساعد بکار گرفته می‌شود، منعکس می‌نماید. این پوشش‌ها نفوذ شیره بتن در سطح خارجی میلگرد را کم می‌کنند و مقاومت پیوستگی بتن را کاهش می‌دهند. در مواردی که فاصله میلگردها از یکدیگر

زیاد است، کاهش مقاومت پیوستگی کمتر می‌باشد.

با توجه به آن که کاهش مقاومت پیوستگی در مورد میلگردهای پوشش‌دار قدری محافظه‌کارانه منظور شده است، برای اثر توام K_1 و K_2 مقدار حداکثر ۱/۷ در نظر گرفته شده است.

ضریب K_3 بیانگر این واقعیت است که در صورت زیادبودن میزان میلگرد موجود در مقطع نسبت به مقدار لازم آن، امکان بوجود آمدن تنش تسلیم f_y در میلگرد وجود ندارد و بنابراین موضوع انتقال نیروی $A_b f_y$ از میلگرد به بتن مطرح نیست. با این ترتیب طول گیرایی لازم برای انتقال نیروی $A_b f_y$ کمتر از طول گیرایی لازم برای $A_b f_y$ بوده و می‌تواند کاهش داده شود. تنها در مواردی که آیین‌نامه لازم می‌داند مهار میلگرد برای تمام ظرفیت موجود در آن انجام شود، موضوع مقدار تنش موجود در میلگرد منتفی است و طول گیرایی باید به مقدار کامل خود تامین گردد.

ت ـ رابطه ساده شده طول گیرایی در کشش

رابطه طول گیرایی میلگردها و سیم‌ها را در کشش می‌توان به صورت زیر نوشت :

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{k_1 . k_2 . k_3}{2.6\,\lambda_1 . \lambda_2} \times \frac{f_Y}{\sqrt{f_C}}$$

این رابطه طول گیرایی را به صورت ضریبی در قطر میلگرد بدست می‌دهد. این رابطه به لحاظ قدمت و آشنایی که مهندسان با آن دارند، حائز اهمیت بوده و سهولتی است که آیین‌نامه در این ویرایش ایجاد کرده است.

به عنوان مثال برای $f_c = 20\,MPa$ و $f_y = 400\,MPa$ و مقادیر $K_2 = K_3 = 1.0$ و $\lambda_2 = 0.85$ رابطه فوق برای میلگردهای مختلف به صورت زیر نوشته می‌شود :

- برای میلگردهای با قطر کوچکتر یا مساوی ۲۰ میلیمتر، $\lambda_1 = 1.0$

- برای میلگردهای تحتانی، $K_1 = 1.0$: $\frac{\ell_d}{d_b} = 40.5$

- برای میلگردهای فوقانی، $K_1 = 1.3$: $\frac{\ell_d}{d_b} = 52.7$

- برای میلگردهای با قطر بزرگتر از ۲۰ میلیمتر، $\lambda_1 = 0.8$

- برای میلگردهای تحتانی، $K_1 = 1.00$: $\frac{\ell_d}{d_b} = 50.6$

- برای میلگردهای فوقانی، $K_1 = 1.3$: $\frac{\ell_d}{d_b} = 65.8$

۱۸-۲-۳ طول گیرایی میلگردهای فشاری

طول گیرایی میلگردهای فشاری کمتر از طول گیرایی میلگردهای کششی است. در میلگردهای فشاری اثر ترک‌های کششی ناشی از خمش موجود نیست و بعلاوه اثر مقاومت تکیه‌گاهی این میگردها، خود به انتقال نیرو از میلگرد به بتن کمک می‌کند. طول گیرایی میلگردها در فشار را نیز می‌توان به صورت ضریبی از قطر این میلگردها نوشت :

$$\frac{\ell_{dc}}{d_b} = \frac{0.25\ \alpha_1\ \alpha_2}{\lambda_1\ \lambda_2} \times \frac{f_y}{\sqrt{f_c}}$$

ضریب α_1 که مربوط به وجود اضافه آرماتور در مقطع است، معمولا برابر با یک و ضریب α_2 که معمولادر ستون‌های محصور شده کاربرد پیدا می‌کند، با شرایط خاصی برابر با ۰/۷۵ و در سایر حالات برابر با یک منظور می‌گردد.

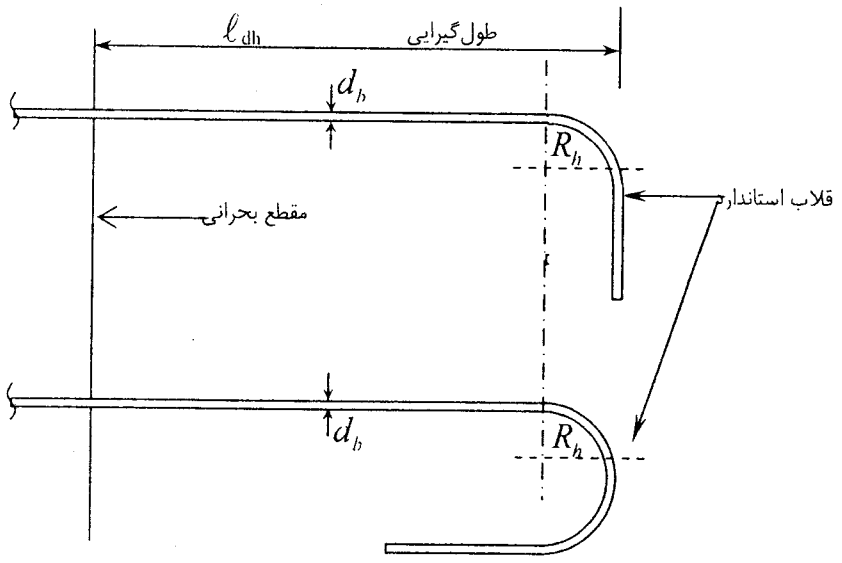
۱۸-۲-۴ طول گیرایی در گروه میلگردها

در گروه میلگردهای سه تایی و چهارتایی، بتنی که مابین میلگردها قرار می‌گیرد کمک چندانی به انتقال نیرو بین میلگردها و بتن نمی‌کند و بنابراین میلگرد در قسمتی از سطح جانبی خود بطور مؤثر در تماس با بتن نیست. بدین علت میلگردها به طول گیرایی بیشتری برای انتقال نیرو نیازمندند و ضرائب تعیین شده بدین منظور ارائه شده‌اند. در محاسبه طول گیرایی برای هر یک از میلگردها باید به بند ۱۸-۲-۴-۲ توجه داشت و ضرائب λ_2 را با توجه به قطر معادل گروه میلگردها محاسبه نمود.

۱۸-۲-۵ طول گیرایی میلگردهای قلاب‌دار در کشش

کاربرد قلاب انتهایی در میلگردها مربوط به مواردی است که امکان تامین طول گیرایی بصورت مستقیم وجود ندارد. خم انتهایی میلگردها به مهارکردن میلگرد در داخل بتن کمک می‌کند و توسط آن می‌توان طول مستقیم مورد نیاز برای انتقال نیرو را کم کرد. نحوه عملکرد خم انتهایی و مقدار کم‌شدن طول مستقیم مورد نیاز مورد بحث و گفتگوی فراوان و متعاقبا آزمایش‌های زیادی بوده است. شواهد آزمایشگاهی حاکی از آنند که بتن محصور در محدوده خم یک قلاب به شدت تحت فشار قرار می‌گیرد و بعلت تمرکز تنش نسبتا زیاد در بارگذاری‌های نه چندان زیاد خرد می‌شود و قلاب در داخل بتن حرکت می‌کند. این شواهد نشان داده‌اند که قلاب استاندارد انتهای میلگرد قادر به انتقال نیرویی در حدود $0.5 A_b f_y$ به بتن است. این نیرو درحدود نصف حداکثر نیرویی است که می تواند در میلگرد ایجاد شود. برای انتقال نیمه دیگر نیرو الزاما باید طول مستقیمی از میلگرد را قبل از شروع قلاب در بتن دفن کرد. در گذشته

نیرویی که بطور مشخص توسط قلاب تحمل می‌شد به صورت جداگانه‌ای در آیین‌نامه‌ها داده می‌شد، ولی در آیین‌نامه فعلی با معرفی اصطلاح «طول گیرایی میلگرد قلاب‌دار»، طول کلی میلگرد، که لازم است در داخل بتن قرار گیرد، بدست داده شده است. مقاومت پیوستگی بتن که در این مورد عنوان شده در واقع مقاومت معادلی است که تنها به صورت ریاضی در رابطه ۱۸-۲ کاربرد دارد.



شکل ۱۸-۳ طول گیرایی میلگرد قلاب‌دار

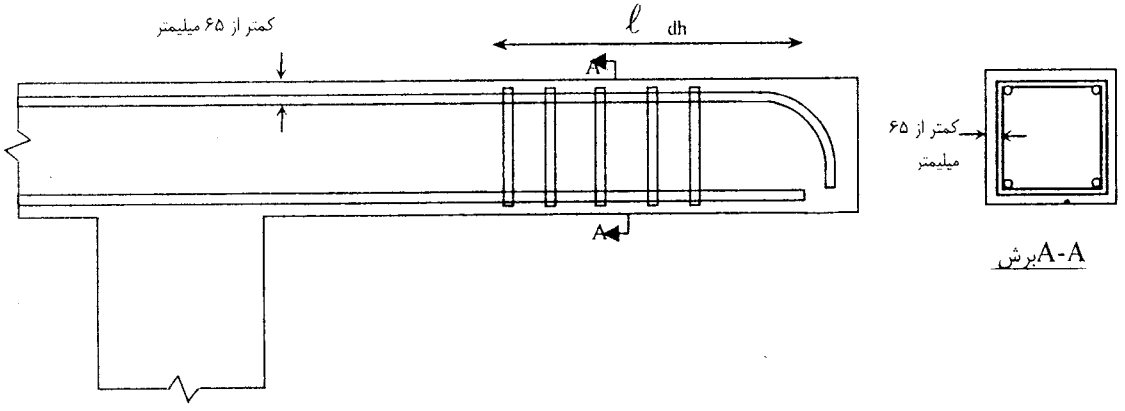
طول گیرایی میلگرد قلاب‌دار در کشش، برای میلگردهای آجدار، را می‌توان به صورت رابطه زیر نوشت :

$$\frac{\ell_{dh}}{d_b} = \frac{0.25\ \beta_1\ \beta_2\ \beta_3}{\lambda_1\ \ \lambda_2} \times \frac{f_y}{\sqrt{f_c}}$$

از جمله مواردی که در میلگردهای قلاب‌دار امکان بوجود آمدن گسیختگی موضعی

وجود دارد، حالتی است که ضخامت پوشش بتن روی میلگرد در امتداد عمود بر صفحه قلاب، کمتر از اعداد عنوان شده در بند ۱۸-۲-۵-۳ باشد. مقدار طول گیرایی عنوان شده در آیین‌نامه برای این موارد است. در صورتی که ضخامت پوشش بیشتر باشد، طول گیرایی را می توان کمتر در نظر گرفت. ضریب β_1 منعکس‌کننده این موارد است. همچنین در مواردی که بتن در ناحیه طول گیرایی قلاب محصور شده باشد، این طول را می‌توان کاهش داد که ضریب β_2 مقدار آن را مشخص می‌کند.

موضوع گسیختگی موضعی اطراف قلاب، در مواردی که قلاب در انتهای غیر ممتد یک عضو قرار گرفته و از آن برای انتقال کامل نیرو استفاده شده باشد، از اهمیتی ویژه برخوردار است. در این موارد، در صورتی که شرایط بند ۱۸-۲-۵-۶ موجود باشند، بکارگیری خاموت برای محصور کردن بتن الزامی است و ضریب β_2 نیز باید برابر با یک منظور شود.



شکل۱۸-۴ محصورکردن بتن در ناحیه قلاب

۱۸-۲-۶ مهار میلگردها با وسائل مکانیکی

مهار میلگردها با وسائل مکانیکی مانند جوش‌دادن صفحه فولادی به انتهای میلگرد و

یااستفاده از میلگردهایی عمود بر میلگرد اصلی در آیین‌نامه اجازه داده شده است، ولی بکارگیری هر یک از آنها منوط به ارائه شواهد آزمایشگاهی مبنی بر صحت رفتار وسیله مکانیکی می‌باشد. همچنین استفاده از خصوصیت پیوستگی میلگرد با بتن علاوه بر وسیله مکانیکی و جمع اثر این دو نیز اجازه داده شده است. در این مورد بهتر است با احتیاط برخورد شود، زیرا استفاده از ترکیب دو عضو مقاوم با عملکردهای متفاوت بطور همزمان ابهاماتی به همراه دارد.

۱۸-۲-۷ مهار شبکه‌های جوش‌شده از سیم‌های آجدار یا صاف در کشش

۱۸-۲-۷-۱ مهار شبکه‌های جوش‌شده سیم‌ها عمدتا از ضوابط کلی مهار سیم‌های عادی تبعیت می‌کند و تنها مطلب قابل توجه آن است که در شبکه‌های جوش‌شده با رویه صاف پیوستگی سیم‌ها با بتن به تنهایی جوابگوی انتقال نیروی موجود در سیم‌ها نیست و وجود حداقل دو سیم جوش‌شده در جهت عمود بر سیم اصلی، برای انجام این منظور ضروری است.

۱۸-۲-۷-۲ رابطه طول گیرایی برای شبکه جوش‌شده سیم‌های آجدار در حالت کلی به صورت $\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{k_1.k_2.k_3}{2.6\,\lambda_1.\lambda_2} \times \frac{f_y}{\sqrt{f_C}}$ است. با منظور کردن $k_1 = k_2 = k_3 = 1.0$ و $\lambda_1 = 1.0$ و $\lambda_2 = 0.85$ این رابطه را می‌توان به صورت ساده زیر نوشت :

$$\frac{\ell_d}{d_b} = 0.45 \quad \frac{f_y}{\sqrt{f_c}} \qquad \textbf{(رابطه الف)}$$

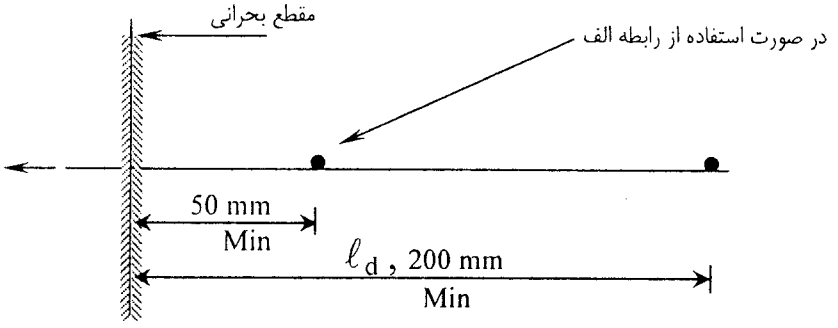
این رابطه را در صورت وجود یک سیم در جهت عمود بر سیم اصلی می‌توان به صورت

زیر نوشت :

$$\frac{\ell_d}{d_b} = 0.45 \quad \frac{(f_{y-}140)}{\sqrt{f_c}}$$

حداقل مقدار طول گیرایی در این شبکه‌ها را می‌توان از رابطه زیر محاسبه کرد :

$$\ell_{d\,min} = 2.4 \frac{A_w}{S_w} \times \frac{f_y}{\sqrt{f_c}}$$

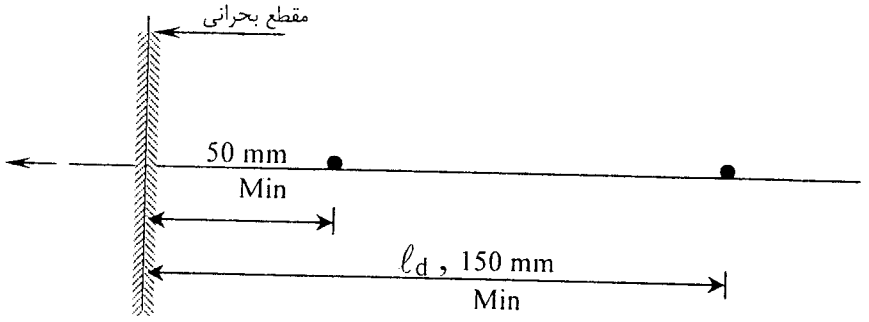


شکل ۱۸-۴ مهار شبکه‌های آجدار

۱۸-۲-۷-۳ رابطه طول گیرایی برای شبکه جوش‌شده سیم‌های با رویه صاف را با رعایت ضوابط این بند می‌توان به صورت زیر نوشت :

$$\ell_d = 3.3\, k_3 \quad \frac{A_{sw}}{S_w} \times \frac{f_y}{\sqrt{f_c}}$$

حداقل مقدار ℓ_d برابر با ۱۵۰ میلیمتر می‌باشد.



شکل ۱۸-۵ مهار شبکه‌های با رویه صاف

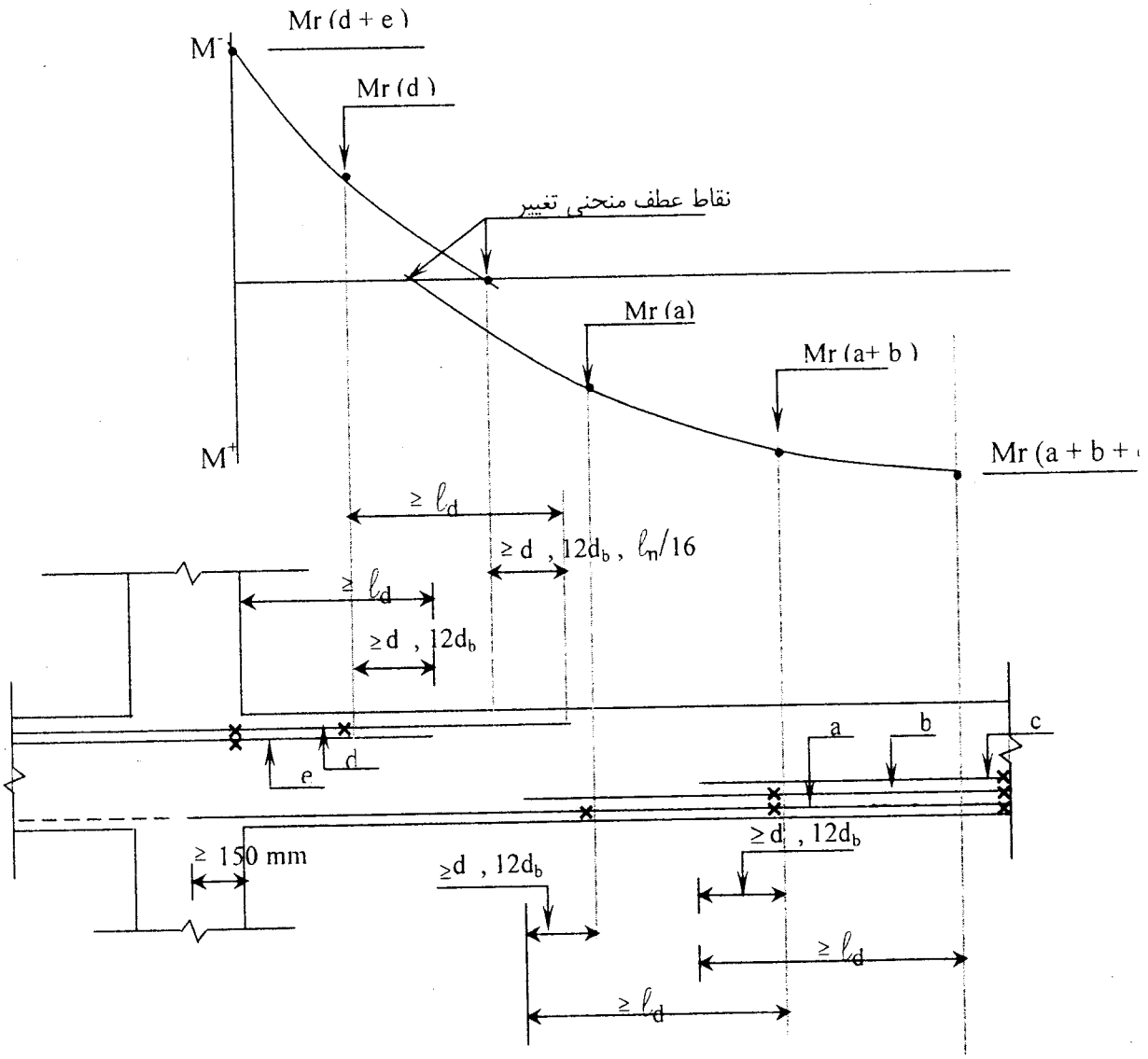
(وجود دو سیم در جهت عمود بر سیم اصلی ضروری است.)

❑ ۱۸-۳ ضوابط مهار آرماتورهای خمشی

۱۸-۳-۱ ضوابط کلی

۱۸-۳-۱-۱ بطور کلی زمانی می‌توان بر روی ظرفیت باربری میلگردها در یک مقطع حساب نمود که امکان انتقال نیرو از میلگردها به بتن در دو سمت مقطع مورد نظر تامین شده باشد. برای ایجاد چنین امکانی یا باید در دو سمت مقطع برای میلگرد طول گیرایی تامین شود و یا آن که میلگرد به ناحیه بتن فشاری برده شده در آن محل ادامه داده شود و به عنوان آرماتور کششی یا فشاری مورد استفاده قرار گیرد. ادامه میلگردها در ناحیه بتن فشاری می‌تواند برای مهار میلگردها مورد استفاده قرار گیرد.

۱۸-۳-۱-۲ در شکل زیر مقاطع مورد نظر در این بند، به همراه ضوابط بندهای دیگر نشان داده شده‌اند.



شکل ۱۸-۶ ضوابط مربوط به قطع میلگردها

(×) در این محل‌ها میلگردها جاری می‌شوند

۱۸-۳-۱-۳ دیاگرام لنگر خمشی در قطعات سازه‌ها، که معمولا مبنای تعیین مقدار

آرماتور و محل قطع یا خم آنها قرار می‌گیرد، یک دیاگرام تقریبی است و با تغییر محل بار بر روی دهانه‌ها و یا تاثیر عوامل به حساب نیامده مانند نشست تکیه‌گاه‌ها، ترک‌خوردگی اعضا و یا بارهای پیش‌بینی نشده، تغییر می‌نماید. برای منظور کردن این تغییرات، آیین‌نامه ادامه دادن میلگردها را به اندازه d یا $12d_b$ از محلی که موردنیاز نیستند، الزامی اعلام می‌دارد. این وضعیت در شکل بالا نشان داده شده است. d_b قطر میلگردهایی است که قطع می‌شوند.

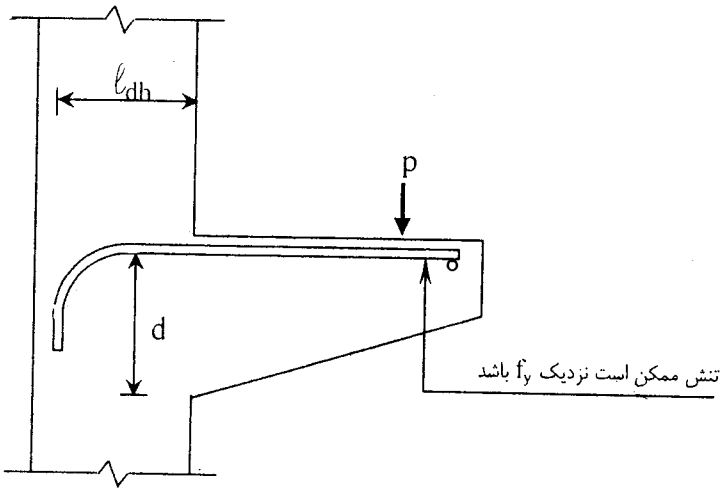
۱۸-۳-۱-۴ در مواردی که تعدادی از میلگردها در یک مقطع قطع می‌شوند، تنش در سایر میلگردها افزایش پیدا می‌کند. در این مقاطع بطورمعمول ظرفیت خمشی مقطع با فرض جاری‌شدن میلگردهایی که ادامه پیدا می‌کنند، تعیین می‌گردد. بنابراین محل قطع تئوریک یک دسته از میلگردها، محل جاری‌شدن میلگردهای ادامه داده شده تلقی می‌شود. برای ایجاد چنین شرایطی وجود طولی حداقل به اندازه ℓ_d در این میلگردها، در دو سمت مقطع، الزامی است. در شکل ۱۸-۶ محل جاری‌شدن میلگردهای ادامه داده شده با (×) مشخص شده است.

۱۸-۳-۱-۵ در مقاطعی که تعدادی از میلگردها قطع یا خم می‌شوند، تنش پیوستگی در سطح جانبی میلگردهایی که ادامه دارند، افزایش می‌یابد و ممکن است ترک‌خوردگی‌های ناشی از ایجاد کشش‌های قطری را به همراه داشته باشد. ایجاد این ترک‌ها و از بین رفتن پیوستگی بین بتن و میلگردها در آزمایش‌هایی مشاهده شده است. به این علت در آیین‌نامه نسبت به قطع میلگردها در ناحیه بتن کششی

توصیه‌هایی صورت نگرفته و تامین احتیاط های اضافی عنوان شده ضرورت می‌یابد. در مواردی که تنش‌های برشی بحرانی نیستند، یا تنش‌های کششی در میلگردها کم هستند و یا خاموت اضافی در حوالی مقطع مورد نظر وجود دارد، افزایش تنش پیوستگی در محل قطع میلگردها مشکل‌ساز نمی‌باشد.

۱۸-۳-۱-۶ در مواردی که ارتفاع قطعه متغییر است و آرماتور کششی به موازت ناحیه بتن فشاری نیست، تنش در طول آرماتور کششی تغییر چندانی ندارد و چه بسا در حالت حدی نهایی نزدیک به تنش تسلیم f_y باشد.

در این شرایط تامین طول گیرایی در ناحیه انتهایی آزاد قطعه دشوار خواهد بود. برای مثال در قطعه نشیمن‌گاهی نشان داده شده در شکل زیر ممکن است تنش در ناحیه مجاور بار نیز نزدیک به f_y باشد و بدین علت تامین طول گیرایی در این ناحیه نیز الزامی گردد. در این نواحی برای مهار میلگردها بطورمعمول از قلاب استفاده می‌شود. در یکی از تحقیقات انجام شده جوش‌دادن یک میلگرد، هم‌قطر با میلگردهای اصلی، در انتهای آنها برای تامین طول گیرایی نتیجه خوبی نشان داده است.



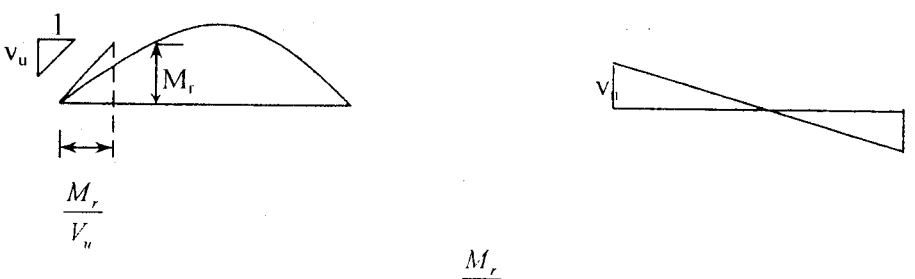
شکل ۱۸-۷ قطعه نشمین‌گاهی ـ مهار میلگرد با کمک جوش‌دادن میلگرد دیگر

۱۸-۳-۲ ضوابط خاص مهار آرماتور خمشی مثبت

۱۸-۳-۲-۱ ادامه مقدار حداقلی از آرماتور خمشی مثبت به داخل تکیه‌گاه براساس فرض عدم قطعیت دیاگرام لنگر خمشی است که مبنای محاسبات مقدار و محل قطع و خم میلگردها قرار می‌گیرد و در بند ۱۸-۳-۱-۳ به آن اشاره شده است.

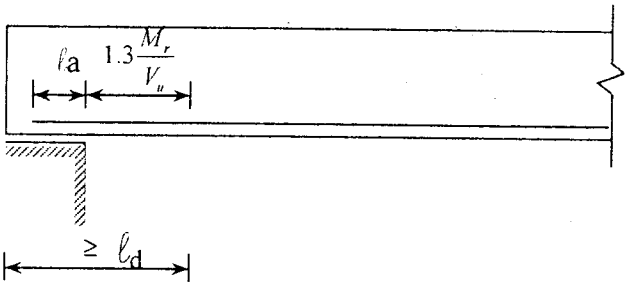
۱۸-۳-۲-۲ در این نوع قطعات تغییرات در بار جانبی و یا در سختی سازه ممکن است شرایطی را ایجاد کند که آرماتور مثبت روی تکیه‌گاه تحت تنش کششی قابل ملاحظه قرار گیرد وحتی به تنش جاری‌شدن برسد. در این وضعیت کامل بودن مهاری میلگردها الزامی خواهد بود. چنین الزامی در سازه‌هایی که برای مقابله با نیروی جانبی زلزله به‌کار گرفته شده‌اند، به دفعات دیده شده است.

۱۸-۳-۲-۳ رابطه $\frac{M_r}{V_u} \geq \ell_d - \ell_a$ شکل تغییر یافته رابطه تنش پیوستگی ایجاد شده در سطح جانبی میلگردها در کشش ناشی از خمش است که بطورمعمول به صورت کلاسیک $U = \frac{V_u}{\sum 0.Jd}$ نوشته می‌شود. U تنش پیوستگی، $\sum_0$ مجموع محیط‌های سطح مقطع میلگردها و Jd بازوی اهرم لنگر خمشی در مقطع مورد نظر است. برای حفظ پیوستگی بتن و میلگردها، تنش U باید کمتر از مقاومت پیوستگی بتن، f_b، باشد. بیان این مطلب، یعنی جایگزینی U با f_b و استفاده از تعریف ℓ_d در رابطه (۱۸-۲) و قبولی تقریب $\phi_s = 1.0$ رابطه عنوان شده را به‌دست می‌دهد. در واقع رابطه (۱۸-۹) کنترل تنش پیوستگی در کشش ناشی از خمش است. در مجاورت تکیه‌گاه‌های ساده که طولی از میلگردها به داخل تکیه‌گاه ادامه داده می‌شود، عبارت $\frac{M_r}{V_u} + \ell_a$ جایگزین $\frac{M_r}{V_u}$ می‌شود. در تکیه‌گاه‌های فشاری که بتن تحت فشار و از مقاومت برشی بیشتری برخوردار است، اجازه داده شده است مقدار $\frac{M_r}{V_u}$ به اندازه ۳۳٪ افزایش داده شود که در واقع افزایش مقاومت پیوستگی بتن تلقی می‌گردد.

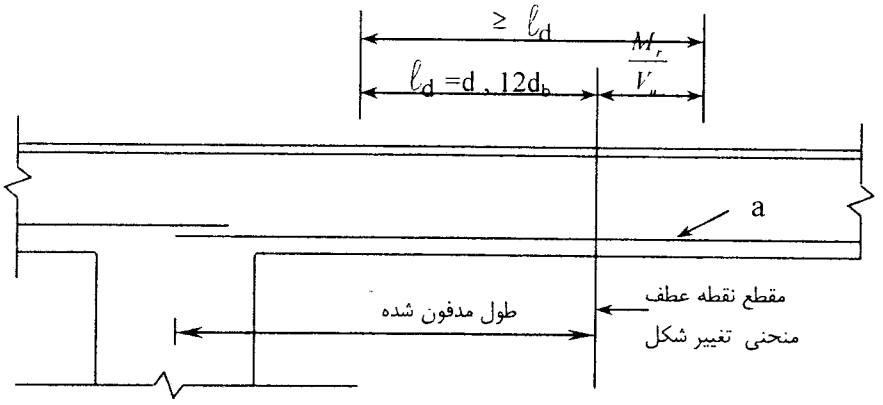


الف- مقدار $\frac{M_r}{V_u}$ در تکیه‌گاه‌های ساده

(M_r لنگر خمشی مقاوم میلگردهای ادامه‌دار می‌باشد)



ب- اثر طول مدفون شدن ℓ_d در تکیه‌گاه ساده

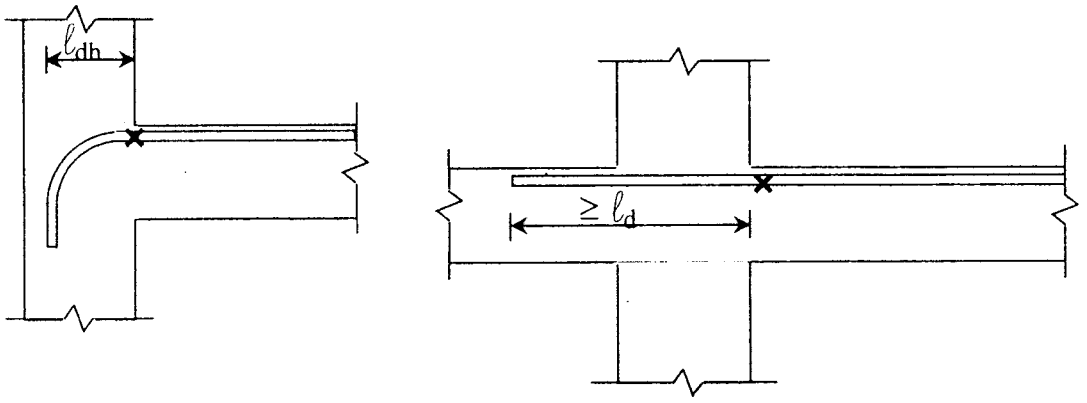


پ- در محل نقطه عطف ℓa بر $12d_b$ یا d محدود است

شکل ۱۸-۸ محدودیت قطر میلگردها در تکیه‌گاه‌های ساده و مقاطع نقاط عطف

۱۸-۳-۳ ضوابط خاص مهار آرماتور خمشی منفی

۱۸-۳-۳-۱ در اشکال زیر دو روش معمول مهارکردن آرماتور خمشی منفی در تکیه‌گاه‌ها نشان داده شده است.



الف- تکیه‌گاه غیر پیوسته ب- تکیه‌گاه پیوسته

شکل ۱۸-۹ مهار آرماتور خمشی منفی

۱۸-۳-۳-۲ ادامه مقدار حداقلی از آرماتور خمشی، فراتر از نقطه صفر دیاگرام لنگر خمشی بعلت احتمال تغییر در این دیاگرام است که قبلا به آن اشاره شده است.

۱۸-۳-۴ ضوابط خاص مهار آرماتور عرضی در جان قطعات خمشی

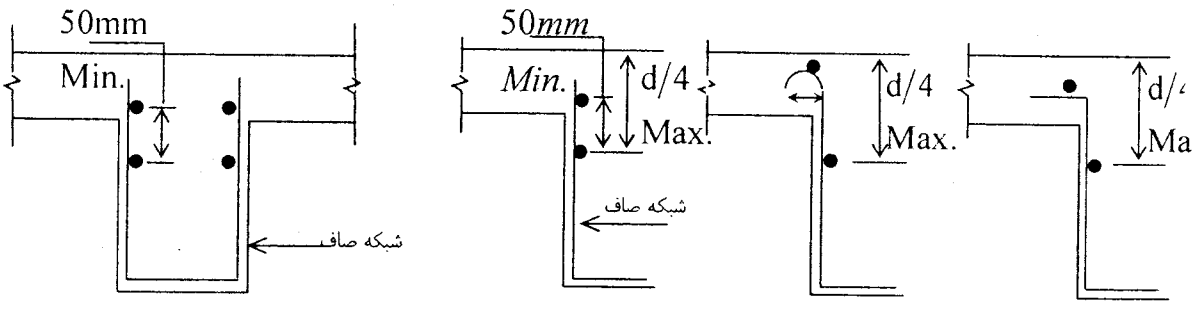
۱۸-۳-۴-۱ آرماتور عرضی در قطعات خمشی بطورمعمول آرماتور کششی را در ناحیه بتن کششی درمنتهاالیه مقطع دربرمی‌گیرند.دراین بندادامه این آرماتور تا انتهای وجه فشاری قطعه، تا حدی که پوشش بتنی اجازه می‌دهد، الزامی شناخته شده است. این

امر به این لحاظ است که در شرایط بحرانی، ترک‌های کششی ممکن است به مقدار وسیعی به داخل ناحیه فشاری توسعه پیدا کنند. در این شرایط وجود آرماتور عرضی در این ناحیه الزامی می‌باشد.

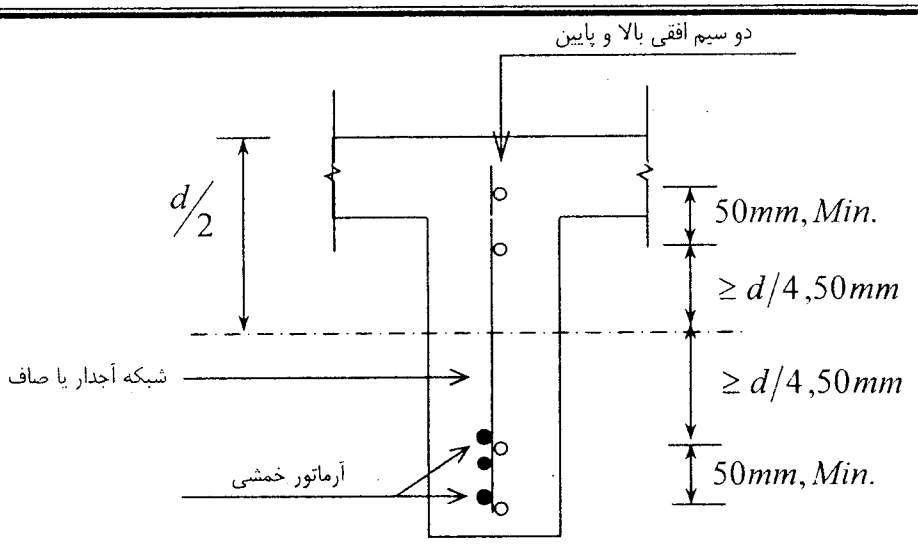
۱۸-۳-۴-۲ در شکل‌های عنوان شده برای آرماتور عرضی، مهار آرماتور بوسیله قلاب انتهایی صورت می‌گیرد و قاعدتا باید ضابطه مربوط به طول گیرایی در میلگردهای قلاب‌دار رعایت گردد. اما آزمایش‌های انجام شده حاکی از آنست که مهار این آرماتورها را می‌توان با تامین طول گیرایی کمتری تامین کرد.

برای میلگردهای با قطر کم تامین قلاب استاندارد و قراردادن قلاب در اطراف یک میلگرد طولی، و برای میلگردهای با قطر زیاد قراردادن قلاب در اطراف یک میلگرد طولی و تامین دو سوم طول گیرایی میلگردهای قلاب‌دار کافی تلقی می‌شود.

موارد مربوط به زیربندهای پ و ت در شکل‌های زیر نشان داده شده‌اند.

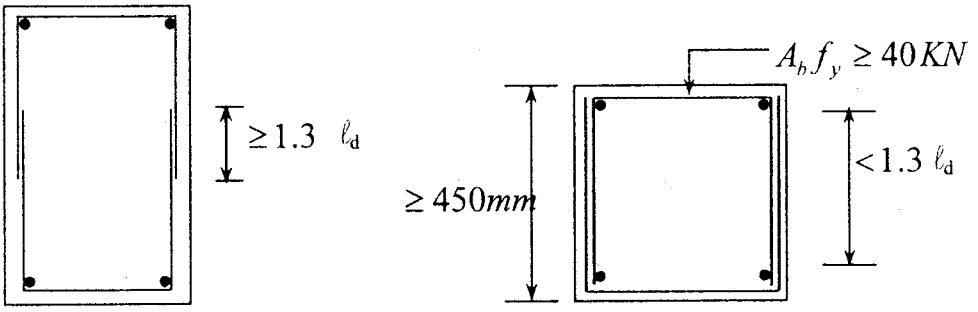


شکل ۱۸-۱۰ ملاحظات زیربند پ



شکل ۱۸-۱۱ ملاحظات زیربند ت

۱۸-۳-۴-۵ در شکل زیر نحوه وصله کردن این خاموت‌ها نشان داده شده است. ضابطه عنوان شده ضابطه عادی مربوط به وصله میلگردها در کشش است که در موارد خاصی می‌توان این ضابطه را نادیده گرفت و طول پوشش را کمتر اختیار نمود.



شکل ۱۸-۱۲ وصله پوشش خاموت‌های U شکل

❑ ۱۸-۴ وصله آرماتورها

۱۸-۴-۱ ضوابط کلی

۱۸-۴-۱-۱ وصله آرماتورها که برای متصل‌کردن دو میلگرد به یکدیگر و انتقال نیرو از یکی به دیگری به‌کار گرفته می‌شود، با روش‌های مختلف صورت می گیرد. روش‌های عنوان‌شده در آیین‌نامه مجاز شناخته شده‌اند. در وصله آرماتورها باید توجه شود، که محل وصله تا حد امکان از نواحی که در آنها تنش‌های کششی زیادند، دور باشد.

۱۸-۴-۱-۲ در موردمیلگردهای با قطر مساوی و بیشتر از ۳۶ میلیمتر، بعلت کمی نسبی مصرف، شواهد آزمایشگاهی زیادی مبنی بر رفتار آنها در وصله‌های پوششی در دست نیستند. به این علت در حال حاضر استفاده از این نوع وصله برای آنها مجاز شناخته نشده است مگر در مورد وصله این میلگردها به میلگردهای با قطر کوچکتر، وقتی در فشار کار می‌کنند (موضوع بند ۱۸-۴-۳-۲).

۱۸-۴-۱-۳ وصله پوشش دو گروه میلگرد به صورت مجموعه به صلاح نیست ،زیرا در گروه میلگردها بعلت کم شدن حجم بتن در تماس با میلگردها، طول گیرایی افزایش داده می‌شود. در مورد وصله پوشش آنها این موضوع اهمیت بیشتری پیدا می‌کند. برای وصله پوششی این میلگردها صلاح بر آنست که هر میلگرد در گروه میلگردها به تنهایی با میلگرد بعدی وصله شود.

۱۸-۴-۱-۵ چنانچه فاصله دو میلگرد که قرار است به یکدیگر وصله شوند زیاد باشد،

یک ناحیه بتنی تقویت نشده بین آن دو ایجاد می‌شود که ممکن است در جریان انتقال نیرو از خود ضعف نشان دهد. فاصله یک پنجم طول پوشش در واقع محدودکردن شیب خط با پتانسیل زیاد ترک‌خوردگی به مقدار یک به پنج است که حداقل احتیاط لازم در این مورد می‌باشد. فاصله بیشتر از ۱۵۰ میلیمتر بطورمعمول به‌کار گرفته نمی‌شود و شواهد آزمایشگاهی زیادی در ارتباط با آن دردست نیست.

۱۸-۴-۱-۶ و **۱۸-۴-۱-۷** تنش تسلیم f_y حداکثر تنشی است که، براساس آیین‌نامه، در میلگرد ایجاد می‌شود و بنابراین قاعدتا مقاومت $A_b f_y$ برای وصله‌های جوشی یا مکانیکی کافی است. ولی برای اطمینان بیشتر از عملکرد جوش یا وسیله مکانیکی و این که میلگرد بتواند به راحتی به تنش f_y برسد افزایش ۲۵٪ در تنش جاری‌شدن الزامی اعلام شده است. علاوه بر ایجاد این اطمینان، در این حالت وصله ظرفیت باربری به اندازه ظرفیت گسیختگی میلگرد را دارا می باشد که ممکن است تحت شرایط خاص چنین تنش هایی در آن بوجود آید.

۱۸-۴-۲ وصله میلگردها یا سیم‌های کششی

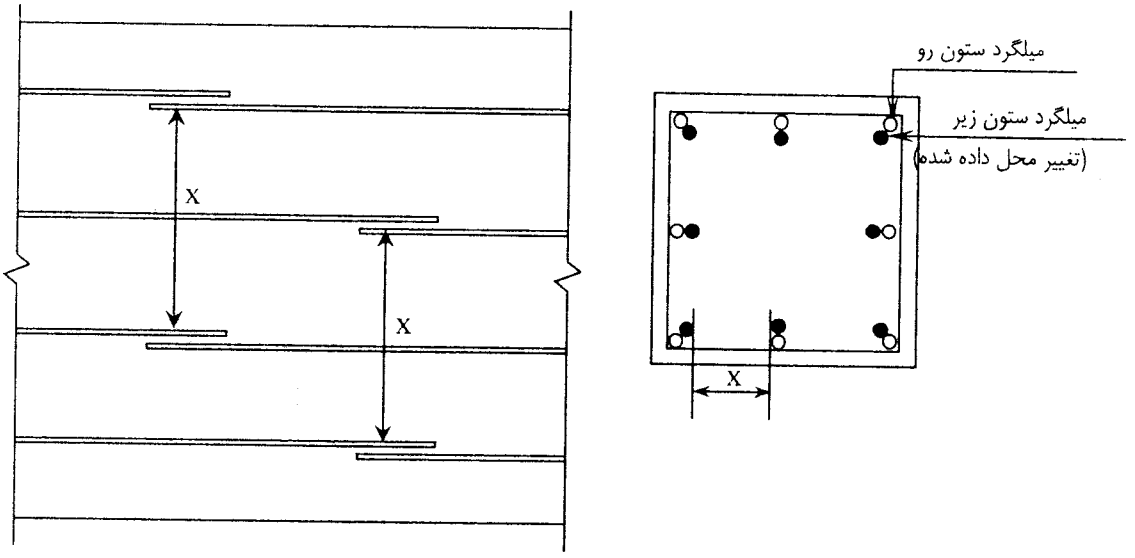
۱۸-۴-۲-۱ برای وصله پوشش میلگردها و سیم‌های کششی دو نوع طول پوشش در نظر گرفته شده است :

- نوع A $\ell_s = \ell_d$

- نوع B $\ell_s = 1.3\ \ell_d$

ℓ_s طول پوشش میلگردها یا سیم‌ها است. وصله پوششی کششی همواره به صورت

نوع B است مگر آن که دو شرط عنوان شده در این بند تامین شده باشد، که آنگاه می‌توان وصله را نوع A در نظر گرفت. در تعیین طول گیرایی، ℓ_d ،باید توجه شود که تخفیف مربوط به اضافه میلگرد موجود در مقطع منظور نمی‌گردد و ضریب k_3 همواره برابر با یک در نظر گرفته می‌شود. در تعیین ضریب λ_2 فواصل میلگردهای مشابه از یکدیگر باید نزدیک‌ترین فاصله موجود بین میلگردهای وصله شده در نظر گرفته شود.



شکل ۱۸-۱۳ فاصله میلگردهای مشابه از یکدیگر

۱۸-۴-۲-۲ در این بند مواردی که در آنها می‌توان مقاومت وصله‌های جوشی یا مکانیکی را کمتر از $1.25 A_b f_y$ در نظر گرفت، عنوان شده است. تامین مقاومتی برابر با حداقل دو برابر نیروی لازم در مقطع و نیز رعایت فاصله وصله‌ها از یکدیگر در طول عضو، دو شرط اصلی هستند. با این ترتیب چنان که نیروی لازم در مقطع کم باشد می توان مقاومت وصله را کم در نظر گرفت. به حداقل نیروی عنوان شده در مقطع توجه

شود.

۱۸-۴-۲-۳ قطعات کششی در این آیین‌نامه به قطعاتی اطلاق می‌شود که در تمام مقطع آنها تنش‌های کششی ایجاد شود و مقدار تنش به حدی باشد که تمام میلگردها در کشش موثر واقع شوند. از جمله این قطعات می‌توان کلاف پای قوس‌ها، قطعات کششی آویزی که وزن قطعه‌ای در زیر را به سازه بالاتری منتقل می‌نماید، و عضو اصلی کششی خرپاها را نام برد.

در منظور کردن یک قطعه به عنوان قطعه کششی و به‌کارگیری ضابطه این بند، باید به اهمیت، عملکرد، ابعاد و میزان تنش‌های کششی در آن توجه نمود. مثلا در یک مخزن آب استوانه‌ای بزرگ که در بدنه آن تنش‌های کششی ایجاد می‌شود، با توجه به تعداد میلگردهای به‌کار برده شده و چگونگی وصله‌های آنها، که معمولا در نقاط مختلف توزیع می‌شوند، لزومی ندارد قطعه به عنوان قطعه کششی تلقی گردد و به‌کارگیری وصله‌های جوشی یا مکانیکی در آن الزامی شود. در این نوع مخازن تاکنون از وصله‌های پوششی استفاده شده و مشکلی مشاهده نگردیده است.

۱۸-۴-۳ وصله میلگردهای فشاری

۱۸-۴-۳-۱ وصله‌های پوششی میلگردهای فشاری بعلت آن که ترک‌های کششی قطری در بتن ایجاد نمی‌کنند از پیچیدگی خاصی برخوردار نیستند و به همین علت کمتر مورد توجه محققین بوده است. طول پوشش در این وصله‌ها بطورمعمول با رابطه ساده‌ای که مورد استفاده مهندسان بوده و در کاربرد آن مشکلی دیده نشده است، بیان می‌گردد.

۱۸-۴-۳-۲ در تعیین طول پوشش برای وصله دو میلگرد با قطرهای متفاوت، باید به طول گیرایی میلگرد با قطر بزرگتر و طول پوشش میلگرد با قطر کوچکتر توجه نمود. همچنین توجه شود که اتصال پوششی میلگردهای با قطر ۳۶ میلیمتر و بیشتر به میلگردهای با قطر کوچکتر اجازه داده شده است. دو میلگرد به قطرهای ۳۶ میلیمتر و بیشتر را نمی‌توان وصله پوششی نمود.

۱۸-۴-۳-۴ وصله دو میلگرد فشاری با تکیه دادن آن‌دو به یکدیگر، گرچه در آیین‌نامه اجازه داده شده است، ولی توصیه نمی‌شود. ایجاد تماس کامل بین دو میلگرد در عمل قدری مشکل است و نیاز به دقت زیاد دارد. بهر حال در صورت استفاده از این نوع وصله، باید محل وصله را با خاموت‌های عرضی فشرده و یا مارپیچ فشرده کاملا" محصور نمود.

۱۸-۴-۴ ضوابط خاص وصله آرماتورها در ستون‌ها

۱۸-۴-۴- در ستون‌ها بعلت وجود هم‌زمان بار محوری فشاری و لنگر خمشی، تعدادی از میلگردها در فشار و تعدادی از آنها در کشش قرار می‌گیرند. وصله هر میلگرد باید مطابق ضوابط خاص وصله‌ها، در کشش یا فشار انجام شود. در این رابطه باید به وضعیت هر میلگرد در بارگذاری‌های مختلف توجه داشت. در ستون‌های قاب‌هایی که برای مقابله با بار جانبی باد یا زلزله به‌کار گرفته می‌شوند، میلگردها بطورمعمول تحت یک یا چند حالت بارگذاری قرار می‌گیرند. در این ستون‌ها وصله میلگردها معمولا بصورت کششی انجام می‌شود.

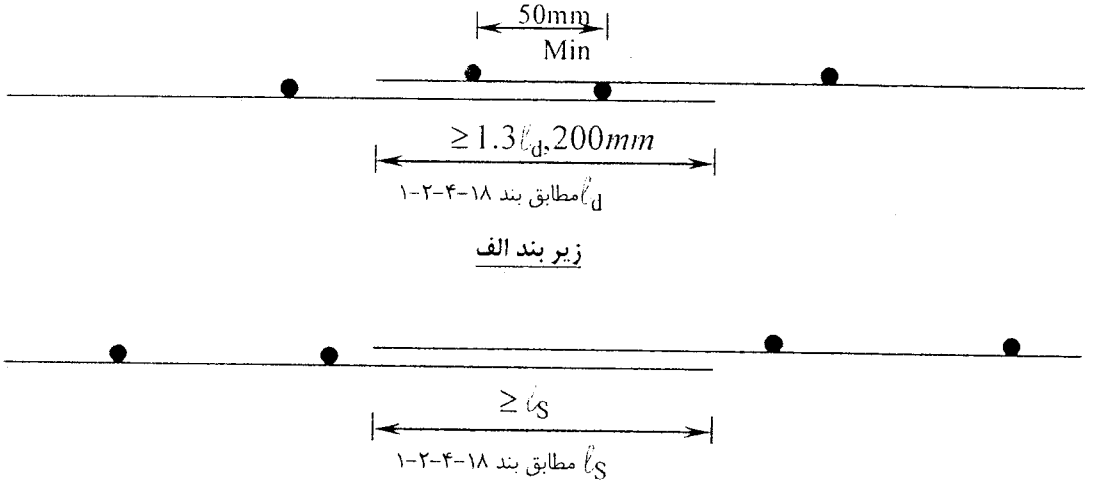
۱۸-۴-۴-۲ شرایط عنوان شده در این بند مشابه شرایطی است که برای انواع وصله‌ها در بند ۱۸-۴-۲-۱ عنوان شده‌اند. در اینجا نیز می‌توان از نوع وصله‌های A و B در موارد گفته‌شده، استفاده نمود.

۱۸-۴-۴-۳ در ستون‌ها وجود خاموت‌های فشرده، به محصورشدگی بتن کمک می‌کند و مانع انتشار ترک‌های کششی قطری، در صورت وجود، می‌شود. به این علت طول پوشش وصله‌ها را می‌توان کاهش داد.

۱۸-۴-۴-۵ استفاده از وصله‌های اتکایی در میلگردهای تحت فشار در ستون‌ها مجاز شناخته شده است. با این ترتیب چنانچه ستون تحت اثر فشار کامل باشد برای تمام میلگردها می‌توان از وصله اتکایی استفاده کرد. اما ضابطه این بند برای این منظور محدودیت ایجاد می‌کند. ستون در هر مقطع باید قادر به تحمل نیروی کششی به مقدار $0.25\ A_b f_y$ تمام میلگردهای موجود در مقطع باشد. این شرط در کل مقطع و در هر وجه ستون باید تامین شود. تامین مقاومت کششی را می‌توان به کمک میلگردهای اضافی برآورده کرد.

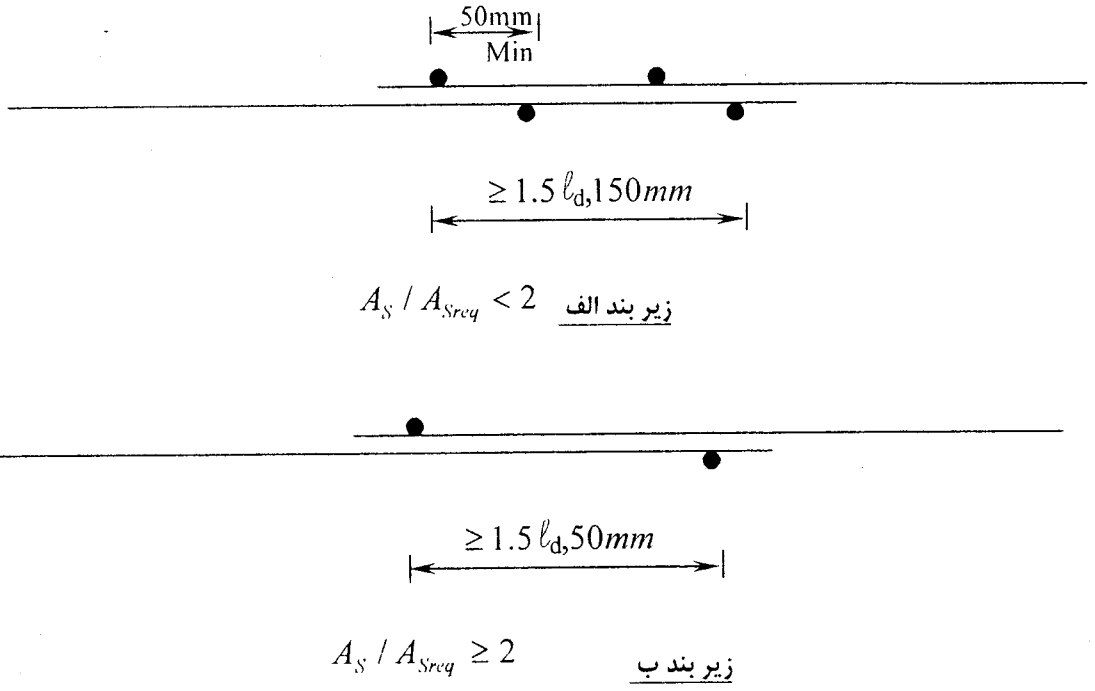
۱۸-۴-۵ وصله شبکه‌های جوش‌شده سیم‌های کششی

۱۸-۴-۵-۱ طول وصله پوششی در این شبکه‌ها چنانچه شرایط زیر بند الف موجود باشند تابع ضوابط مربوط به شبکه‌ها و چنانچه شرایط زیر بند ب موجود باشند تابع ضوابط مربوط به سیم‌هاست. در شکل های زیر این موارد نشان داده شده‌اند.



شکل۱۸-۱۴ وصله پوششی در شبکه‌های جوش‌شده آجدار

۱۸-۴-۵-۲ در این شبکه‌ها بعلت صاف بودن رویه سیم‌ها وجود سیم‌های متقاطع در ناحیه وصله پوششی الزامی است. در شکل های زیر موارد زیربندهای الف و ب نمایش داده شده‌اند. طول گیرایی ℓ_d متعلق به شبکه است.



شکل ۱۸-۱۵ وصله پوششی در شبکه‌های جوش‌شده صاف

تفسیر فصل نوزدهم

ارزیابی ایمنی سازه‌های اجرا شده

❑ ۱-۱۹

۱-۱۹ ضوابط این فصل در مورد سازه‌های ساخته شده‌ای که بر اساس این آئین‌نامه طراحی و اجرا شده‌اند کاربرد دارند.

ارزیابی ایمنی توسط آزمایش بارگذاری، که ضوابط آن در این فصل گفته شده، شامل سازه‌هایی که به روش‌های دیگری طراحی و یا اجرا شده‌اند نمی‌شود. این فصل از آئین‌نامه، ضوابط ارزیابی ایمنی سازه‌های ساخته شده را در مقایسه با ضوابط ایمنی مندرج در آئین‌نامه ارائه می‌دهد و شامل جزئیات اقداماتی که باید در صورت رضایت‌بخش نبودن نتایج ارزیابی، انجام گیرند، نمی‌شود.

۱۹-۱-۴ بطور کلی ارزیابی به روش تحلیلی به روش آزمایش‌های بارگذاری ترجیح دارد. در مواردی که تعیین حاشیه ایمنی سازه، بدلیل وجود تردید در مقاومت خمشی یا فشاری و یا ترکیب آنها برای قطعات مختلف و یا مقاومت سازه در برابر نیروهای جانبی مورد نظر باشد استفاده از روش تحلیلی رضایت‌بخش وکافی بوده و در حالات دیگری از قبیل وجود تردید در مقاومت برشی قطعات، طول مهاری و وصله میلگردها و

یا مقاومت قطعاتی که دسترسی به ابعاد و یا مشخصات مصالح مصرفی آنها، مطابق بند ۱۹-۲ میسر نبوده و یا اطلاعات لازم غیرقابل اطمینان باشند، استفاده از آزمایشهای بارگذاری راه حل مناسبی می‌باشد. در صورت امکان بهتر است نتایج هرگونه آزمایش بارگذاری با نتایج بررسی تحلیلی مقایسه شوند.

۱۹-۲-۱ تعداد آزمایشها را می‌توان با توجه به یکنواختی و یا پراکندگی نتایج آزمایشها کاهش و یا افزایش داد. تعداد آزمایش‌های مربوط به قطعات مختلف یک سازه و نیز سازه‌های مختلف، متناسب با اهمیت آنها از نظر تامین ایمنی تعیین می‌شود.

۱۹-۲-۳ در سازه‌های به ابعاد زیاد می‌توان تعداد، مقطع، نوع و موقعیت میلگردها را مطابق نقشه‌های «چون ساخت» سازه، در صورت وجود، در نظر گرفت مشروط بر اینکه اطلاعات فوق در مورد حداقل پنج‌درصد از مقاطع بحرانی سازه که از طریق تخریب‌های موضعی و یا روشهای غیرمخرب بدست آمده‌اند، انطباق قابل قبولی با نقشه‌های مذکور داشته باشند.

۱۹-۲-۶ در صورتیکه تحلیل سازه و مقایسه تلاشها و مقاومت‌ها براساس روشهای ارائه شده در آئین‌نامه نشان‌دهنده حاشیه ایمنی مناسب باشد، سازه ویا قسمتی از آن که مورد ارزیابی قرار گرفته است ایمن تلقی شده و اجازه بهره‌برداری و یا ادامه ساخت صادر می‌شود. به تفسیر بند ۱۹-۴-۸ مراجعه شود.

در مقایسه تلاشها و مقاومت‌ها، در صورتی که از روشهای تحلیلی تقریبی استفاده نشده و اطلاعات مذکور در بندهای ۱۹-۲-۱ تا ۱۹-۲-۵ با اطمینان زیادی به دست آمده باشند می‌توان ضرائب جزئی ایمنی مقاومت بتن و فولاد را درتعیین مقاومت نهائی قطعات به اندازه ده درصد افزایش داد. به بند ۱۰-۵-۲-۱ مراجعه شود.

۱۹-۳-۳ آرایش بارگذاری، شامل تعداد دهانه‌ها و چشمه‌های مورد بارگذاری و موقعیت و مقدار بارها باید با استفاده از تحلیل سازه به نحوی اختیار شود که در مقاطع بحرانی، حداکثر تغییر شکلها و تنش‌ها ایجاد شده و نیز مشارکت احتمالی قطعات بارگذاری نشده مجاور درتحمل بار به حداقل ممکن برسد. اگر یک نوع آرایش بارگذاری برای حصول به نتیجه مورد نظر کافی نباشد، لازم است که انواع دیگری از آرایش بارگذاری مورد استفاده قرار گیرند و در صورتی که مشارکت قطعات بارگذاری نشده مجاور غیرقابل اجتناب باشد باید مقدار بار آزمایش موضعی، افزایش داده شود به نحوی که مقدار بار اعمال شده روی قطعات مورد نظر برابر با مقدار بار آزمایش مقرر باشد.

در تعیین آرایش بارگذاری‌های مختلف، در صورتی که تقلیل یا حذف بار آزمایش در بعضی از قسمتها، حالت‌های بحرانی برای قطعه یا قطعات مورد آزمایش ایجاد نمایند باید مدنظر قرار گیرند.

۱۹-۴-۴ عملکرد قوسی مصالح بارگذاری، موجب تغییر مقادیر بارهای اعمالی روی قطعات مورد نظر می‌شود. بعنوان مثال اگر برای بارگذاری گسترده بر روی یک چشمه

دال، از قطعات آجر چیده شده در تماس با هم استفاده شود، عملکرد قوسی این مصالح در حین ایجاد افتادگی در دال موجب تقلیل بار اعمال شده در وسط دال و افزایش آن در کناره‌های دال خواهد شد.

۱۹-۴-۵ پس از اتمام هر مرحله بارگذاری، لازم است که قرائت تغییر شکل‌های ایجاد شده در نقاط بحرانی و نیز سایر اندازه‌گیری‌ها و بررسی‌ها در مورد مقادیر دوران‌ها، تغییر شکل‌های نسبی، نوع و عرض ترکها و غیره که مورد نظر باشند به عمل آیند. قرائت‌ها و اندازه‌گیری‌های بیشتری نیز می‌توانند برای افزایش دقت بررسی ها صورت گیرند.درهر مرحله از بارگذاری آزمایشی، در صورتی که شرایط مندرج در بند ۱۹-۴-۷ بوجود آیند لازم است که از ادامه مراحل بعدی بارگذاری صرفنظر شده و بلافاصله بار آزمایش برداشته شود. در صورتی که لازم باشد مطابق بند ۱۹-۳-۴ بارگذاری تکمیلی بار مرده روی سازه اعمال شود، این بارگذاری بعنوان یک مرحله از بارگذاری آزمایشی تلقی نمی‌شود و قرائت‌ها و اندازه‌گیری‌های مربوط به آن ملاک عمل نیستند.

۱۹-۴-۷ ضابطه کلی برای پذیرش عملکرد سازه یا بخشی از سازه پس از انجام آزمایش بارگذاری آنست که گسیختگی قابل رویت مشاهده نشود. گسیختگی قابل رویت عبارت از ترک‌خوردگی با عرض زیاد، قلوه کن شدن بتن در قسمتهای فشاری و یا تغییر شکل قطعه درحدی است که بوضوح با ضوابط ایمنی سازه مطابقت نداشته باشد. دستورالعمل ساده‌ای که برای انواع سازه‌ها و شرایط متفاوت کاربرد داشته باشد وجود ندارد. ترک‌های برشی و ترکهایی که در طول مهاری و وصله میلگردها ایجاد

شوند آثاری از گسیختگی یا شکست بوده و احتمال وقوع گسیختگی ترد در قطعه را نشان می‌دهند. آزمایش بارگذاری مجدد روی قطعاتی که آثار گسیختگی یا شکست در آنها مشاهده شوند و نیز بهره‌برداری از آنها، ولو با مقادیر بارهای بهره‌برداری کمتر، مجاز نمی‌باشد. در مورد این سازه‌ها ویا قطعاتی از آنها که شرایط فوق را دارا می‌باشند باید مطابق بند ۱۹-۶ عمل شود.

۱۹-۴-۸ چنانچه شرایط بند ۱۹-۴-۷ در سازه تحقق پیدا نکنند برگشت تغییر مکان پس از برداشتن بار آزمایشی مطابق بند (ب) بعنوان معیار رضایت‌بخش بودن عملکرد آن تلقی می‌شود ولی با توجه به اینکه در سازه‌های بسیار صلب، خطاهای اندازه‌گیری‌ها در شرایط کارگاهی می‌توانند زیاد و درحد تغییر مکانهای حداکثر و برگشتی باشند، برای اجتناب از این خطا از ضابطه حداکثر تغییر مکان مطابق بند (الف) استفاده می‌شود.

در بعضی از آیین نامه ها ، در صورتی که ضوابط بند ۱۹-۴-۸ در آزمایش بارگذاری اول تحقق پیدا نکنند اجازه داده می شود که بار گذاری آزمایشی تکرار شود که شرایط آن بشرح زیر می باشد.

- آزمایش بارگذاری مجدد نباید زودتر از ۷۲ ساعت پس از بر داشتن بار آزمایشی اول صورت گیرد.
- برگشت تغییر مکان طی ۲۴ ساعت پس از حذف بار آزمایش حداقل ۸۰ درصد حداکثر تغییر مکان باشد (بجای ۷۵ درصد مقرر شده در آزمایش بارگذاری اول).

تجدید آزمایش بارگذاری با اجازه دستگاه نظارت و رعایت ضوابط فوق در این آیین

نامه بلامانع می باشد.

سازه و یا قسمتهایی از سازه که مورد بارگذاری آزمایشی قرارگرفته و عملکرد آنها رضایت‌بخش باشد ایمن تلقی شده و اجازه بهره‌برداری از آن صادر می‌شود.

در صورتی که سازه و یا قسمتهایی از آن بدلیل آسیب‌های سازه‌ای از قبیل خوردگی فولاد و فرسودگی بتن مورد بررسی تحلیلی و یا بارگذاری آزمایشی قرار گرفته و نتایج بدست آمده رضایت‌بخش باشند، لازم است که اجازه بهره‌برداری از آن برای مدت مشخصی صادر شود و بهره‌برداری پس از آن مدت، منوط به بررسی مجدد و یا نتایج آزمایش بارگذاری آتی شود. در مدت مشخص شده لازم است برنامه‌ای برای بازدیدهای ادواری بهمراه تدابیری برای کاهش روند آسیب دیدگی ارائه شود.

این مدت بر اساس نوع آسیب، شرایط محیطی و بارگذاری، عمر سازه و برنامه بازدیدها تعیین می‌شود. در تمام مراحل کار، باوجود نتایج رضایت‌بخش بررسی‌های تحلیلی و آزمایش بارگذاری، می‌توان در صورت امکان محدودیت‌هایی برای اعمال مقادیر بار زنده در نظر گرفت.

❑ ۶-۱۹

۱۹-۶- چنانچه برای سازه‌ای ، شرایط مندرج در این بند محقق شوند این سازه یا قسمتی از آن از نظر این آئین‌نامه نامناسب تلقی شده و اجازه بارگذاری بیشتر و یا بهره‌برداری از آن صادر نمی‌شود. در این حالت اقداماتی که توسط کارشناس سازه صورت خواهند گرفت پیچیده و متناسب با مسئله، متفاوت می‌باشند.

این اقدامات می توانند شامل یک یا چند مورد به شرح زیر باشند :

- کاهش بارهای مرده
- کاهش بارهای زنده در صورت امکان تغییر کاربری.
- کاهش بارهای زنده با ایجاد محدودیت در اعمال آنها.
- کاهش تعداد طبقات ساختمان.
- تعمیر، مرمت و یا تقویت موضعی قطعات سازه‌ای.
- تغییر سیستم باربر سازه.
- تخریب و بازسازی تمام یا قسمتی از سازه.
- روش‌های دیگر.
- ترکیبی از روش‌های فوق.

برای طراحی و اجرای تدابیر فوق، دو حالت زیر قابل قبول می‌باشند:

الف: ضوابط طراحی و باز طراحی‌های لازم و نیز روشهای اجرائی آنها مطابق آئین‌نامه حاضر صورت گرفته و انطباق آنها با ضوابط مربوطه نشان داده شوند.

ب: اقدامات فوق بر اساس آئین‌نامه‌های خاص برای «ارزیابی ایمنی سازه‌هاو ضوابط پذیرش و تایید ایمنی» در صورت وجود، صورت گیرند.

در صورت استفاده از ضوابط این آئین‌نامه‌های خاص، اگر سازه یا قسمتهایی از سازه که شرایط مندرج در بند ۱۹-۶ را دارا می‌باشند ایمن ارزیابی شوند، نیازی به اقدامات دیگر نبوده و اجازه بهره‌برداری از آن صادر می‌شود.

در طراحی و اجرای جزئیات خاصی که در انجام اقدامات فوق ضرورت پیدا می‌کنند، از قبیل اتصال قطعات جدید و قدیم و نحوه تسهیم نیروها بین آنها، کاشتن میلگرد، مهاری‌ها و وصله‌های خاص، تاحدامکان باید سعی شود که از ضوابط و یا اصول کلی

آئین‌نامه حاضر استفاده شود. در غیر اینصورت باید روش‌های فنی و تجربی معتبری را که انطباق لازم با نتایج آزمایشها دارند بکار برد. مستندات این روشها باید بهمراه مدارک مربوط ارائه شوند.

تفسیر فصل بیستم

ضوابط ویژه برای طراحی در برابر زلزله

❑ ۲۰-۱ گستره

۲۰-۱-۱

نیروهای زلزله براساس رفتار خطی سازه بیشتر از حالتی است که اجازه داده شود سازه در محدوده غیرخطی عمل کند. با توجه به آنکه مقررات آیین‌نامه برای طرح قطعات بتن‌آرمه براساس رفتار غیرخطی و خاصیت جذب انرژی سازه می‌باشد، همخوانی چگونگی محاسبه نیروهای زلزله و مقررات طراحی الزامی است.

موضوع فوق، اشاره به این مطلب دارد که اگر یک سازه بتن‌آرمه با جزییات طراحی مناسب تحت اثر یک زلزله شدید قرار گیرد و وارد مرحله غیر خطی شود سختی موثر آن کاهش یافته و خاصیت جذب انرژی آن زیاد می‌شود، که در مجموع بازتاب شتاب سازه و نیروی اینرسی وارد بر آن نسبت به حالت الاستیک (با در نظر گرفتن میرایی) و مقطع ترک نخورده کم می‌شود. بنابراین خاصیت جذب انرژی در محدوده غیر خطی (شکل پذیری) بسیار حائز اهمیت می‌باشد.

۲۰-۲-۲ آنالیز سازه و ابعاد اعضای آن

آنالیز سازه بر مبنای بارهای نهایی و رفتار خطی مصالح انجام می‌گیرد. در صورت استفاده از آنالیز غیرخطی تاریخچه زمانی لازمست شرایط محلی ساختگاه و سابقه زلزله‌خیزی آن مورد مطالعه دقیق قرار گیرد.

با توجه به آنکه طراحی قطعات براساس رفتار غیرخطی آنها استوار است باید پایداری سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی و همچنین اثر متقابل اجزای غیرسازه‌ای و سازه‌ای براساس رفتار غیرخطی بررسی شود. به منظورپرهیز از محاسبات طولانی که برای در نظر گرفتن موارد یادشده لازمست، بدون اجبار به انجام آنالیز غیرخطی، یک راه تقریبی آن است که تغییر مکانهای ناشی از نیروهای جانبی در آنالیز خطی در ضریبی حداقل برابر با دو ضرب شوند.

۲۰-۲-۲-۱ و ۲۰-۲-۲-۲ در نظر گرفتن اجزای غیرسازه‌ای در آنالیز سازه، می‌تواند رفتار آن را متفاوت نماید بنابراین لازمست به تاثیر اعضای غیر سازه‌ای روی رفتار سازه و همچنین مخاطرات ناشی از خراب شدن چنین قطعاتی توجه شود.

۲۰-۲-۲-۳ منظور از این بند آنست که تمامی قطعاتی که در انتقال نیروی زلزله به شالوده سازه شرکت می‌کنند باید شامل ضوابط این فصل شوند. به عبارت دیگر نه تنها اعضایی که بالای تراز پایه قرار دارند بلکه در زیر ان نیز (در صورت وجود) باید مقاوم در برابر زلزله طراحی شوند.

۲۰-۲-۳ مشخصات مصالح

ضوابط این قسمت برای تامین حداقل کیفیت بتن و فولاد ارائه شده‌اند. بتنی با مقاومتی کمتر از 20Mpa نمی‌تواند برای تحمل بارهای وارده قابل اطمینان باشد و مقاومت تسلیم مشخصه فولاد نباید بیشتر از ۴۰۰ نیوتن بر میلیمترمربع اختیار شود. استفاده از آرماتور طولی با مقاومتی بیشتر از آنچه که در طرح منظور شده باعث می‌شود که هنگام تشکیل مفصل‌های پلاستیک، تنش‌های ناشی از برش و پیوستگی، بیشتر از مقادیر پیش‌بینی شده ایجاد شوند. این موضوع می‌تواند به گسیختگی‌های ترد برشی و یا به عدم گیرایی کافی منجر شود. همچنین با افزایش نسبت مقاومت گسیختگی فولاد به مقاومت تسلیم مشخصه آن، طول ناحیه تسلیم در امتداد محور عضو زیاد می‌شود که این معیاری برای توانایی یک عضو سازه‌ای برای حصول به ظرفیت چرخشی غیرالاستیک خود می‌باشد. آیین‌نامه حداقل این نسبت را براساس آزمایش‌های انجام شده برابر ۱/۲۵ اختیار می‌کند.

۲۰-۲-۳-۴ جوشکاری نقطه‌ای میلگردهای متقاطع باعث شکنندگی موضعی آنها می‌شود و باید از آن اجتناب کرد. در صورت لزوم به منظور سهولت در اجرا باید از میلگردهای اضافی برای جوشکاری استفاده شود.

جوشکاری میلگردهای متقاطع تحت کنترل دقیق نظیر آنچه که بطورمعمول در تولید شبکه‌های سیمی جوش شده در کارخانه انجام می‌گیرد، بلا مانع است.

۲۰-۲-۵ حدود شکل‌پذیری سازه

هدف از تعیین سه حد شکل‌پذیری در آیین‌نامه آنست که برای هر حالت شکل‌پذیری انتخاب شده توسط مهندس محاسب، سازه در سطح قابل قبولی از اطمینان در برابر زلزله قرار گیرد. فرض اصلی آن است که در صورت قبول شکل‌پذیری کمتر و در نتیجه نیاز به رعایت جزییات کمتر، نیروهای زلزله بیشتری در محاسبات در نظر گرفته شوند. در هر صورت باید از رفتار سازه در برابر زلزله طرح، در هر سطح شکل‌پذیری انتخابی اطمینان حاصل کرد.

☐ ۲۰-۳ ضوابط سازه‌های با شکل‌پذیری کم

۲۰-۳-۱ ارائه حداقل آرماتور کششی در مقطع عضو خمشی به منظور جلوگیری از طرح قطعه‌ای ضعیف در برابر ترک خوردگی صورت می گیرد. محدود کردن حداکثر آرماتور کششی به میزان ۰/۰۲۵ اساسا بر ملاحظات مربوط به تراکم فولاد و بطور غیر مستقیم به منظور محدود کردن تنش‌های برشی در تیرهای با ابعاد متعارف مبتنی است.

۲۰-۳-۲ به منظور کنترل تغییر شکل‌های تابع زمان و همچنین برای جلوگیری از ترک‌خوردگی بتن حداقل آرماتور به ۰/۰۱ محدود شده است. حداکثر مقدار آرماتور نیز به دلیل مشکلاتی که تراکم آرماتور از نظر اجرایی ایجاد می‌کند و همچنین به جهت سهولت انتقال بار از اجزای کف به ستونها در ساختمان‌های کوتاه و اجتناب از بروز تنش‌های برشی بزرگ، مطرح شده است.

❑ ۲۰-۴ ضوابط سازه‌های با شکل‌پذیری متوسط

۲۰-۴-۱-۱ محدودیت‌های هندسی ارائه شده در این بند براساس تجربه‌های آزمایشگاهی روی قاب‌های بتنی مقاوم در برابر زلزله تعیین شده‌اند.

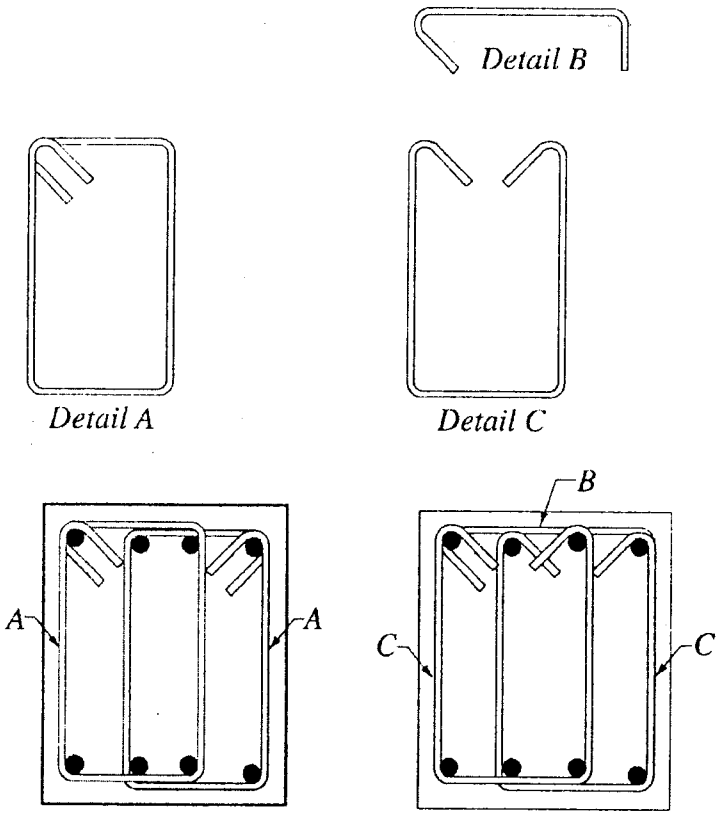
۲۰-۴-۱-۲ آرماتورهای طولی و عرضی

۲۰-۴-۱-۲ تامین حداقل دو میلگرد در بالا و پایین مقطع به منظور سهولت در اجرا بوده و تفسیر حداقل و حداکثر آرماتور طولی در بند ۲۰-۳-۱ ذکر شده است.

۲۰-۴-۱-۲-۴ و ۲۰-۴-۱-۲-۵ به منظور محصورکردن بتن در ناحیه‌هایی که در آنها احتمال تشکیل مفصل‌های پلاستیک وجود دارد، پیش‌بینی آرماتورهای عرضی لازمست. نمونه‌هایی از آرماتورهای عرضی مناسب برای اعضای خمشی قاب‌ها در شکل زیر دیده می‌شوند.

۲۰-۴-۲ اعضای تحت فشار و خمش در قاب‌ها ـ ستون‌ها

۲۰-۴-۲-۱ محدودیت‌های هندسی ارائه شده در این بند براساس تجربه‌های آزمایشگاهی بر روی قاب‌های بتنی مقاوم در برابر زلزله تعیین شده‌اند.



شکل ۲۰-۱

۲۰-۴-۲-۲ آرماتورهای طولی و عرضی

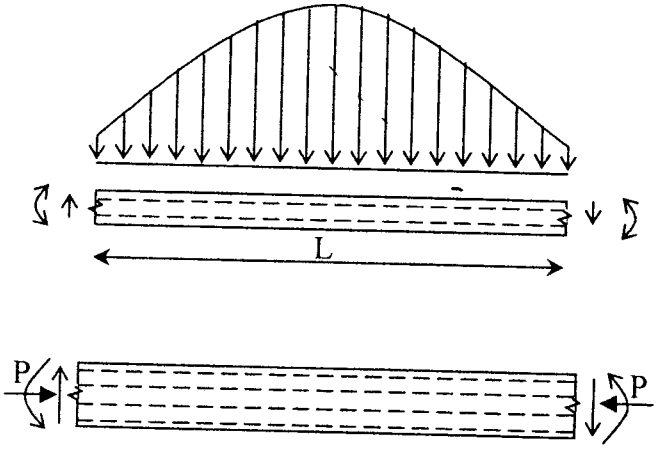
۲۰-۴-۲-۲-۱ به تفسیر بند ۲۰-۳-۲ رجوع شود.

۲۰-۴-۲-۲-۳ الی ۲۰-۴-۲-۲-۷ در نواحی بحرانی ستون‌ها که در آنها احتمال تشکیل مفصل‌های پلاستیک وجود دارد بتن باید به وسیله آرماتورهای عرضی به اندازه کافی محصور شود. ضوابط ارائه شده بر مستندات آزمایشگاهی مبتنی می‌باشند.

۲۰-۴-۵ ضوابط طراحی برای برش در اعضای قاب

در تعیین نیروهای زلزله براساس آیین‌نامه زلزله (استاندارد ۲۸۰۰ ایران) فرض آنست که سازه در حالت رفتار غیر خطی توانایی جذب انرژی بیشتری را دارد. در غیر

اینصورت اعضای سازه در اثر وقوع زلزله طرح خراب خواهند شد. نیروی برشی نهایی قطعه در چنین حالتی با این فرض محاسبه می‌شود که در انتهای قطعه مفصل پلاستیک تشکیل شده باشد. بنابراین مقاومت برشی لازم برای اعضای قاب به جای آنکه براساس آنالیز سازه تحت اثر بارهای نهایی ناشی از بارهای قائم و نیروی جانبی زلزله بدست آید، مبتنی بر مقاومت خمشی عضو می‌باشد. ظرفیت خمشی مفصل‌های پلاستیک با تقریبی مناسب برابر با $Mn = 1.15Mr$ در نظر گرفته می‌شود. چگونگی تعیین نیروی برشی براساس این بند آیین‌نامه برای تیرها و ستون‌ها در شکل زیر نشان داده شده است.



شکل ۲۰-۲

❑ ۲۰-۵ ضوابط سازه‌های با شکل‌پذیری زیاد

۲۰-۵-۱-۱ و ۲۰-۵-۱-۲-۱ به تفسیر بندهای ۲۰-۴-۱-۱ و ۲۰-۳-۱-۱ رجوع شود.

۲۰-۵-۱-۲-۵ و ۲۰-۵-۱-۲-۶ بطور کلی در محل‌هایی که انتظار تشکیل مفصل‌های

پلاستیک وجود دارد کاربرد وصله‌های پوششی آرماتورها به علت عدم اطمینان از عملکرد آنها مجاز نمی‌باشد، و در سایر موارد نیز به منظور جلوگیری از خرابی پوسته بتن لازمست که در تمام طول وصله آرماتور عرضی از نوع تنگ یا مارپیچ پیش‌بینی شود.

۲۰-۵-۱-۳ به تفسیر بند ۲۰-۴-۱-۲-۴ رجوع شود.

۲۰-۵-۲ اعضای تحت فشار و خمش در قاب‌ها ـ ستون‌ها

به تفسیر بند ۲۰-۴-۲ رجوع شود.

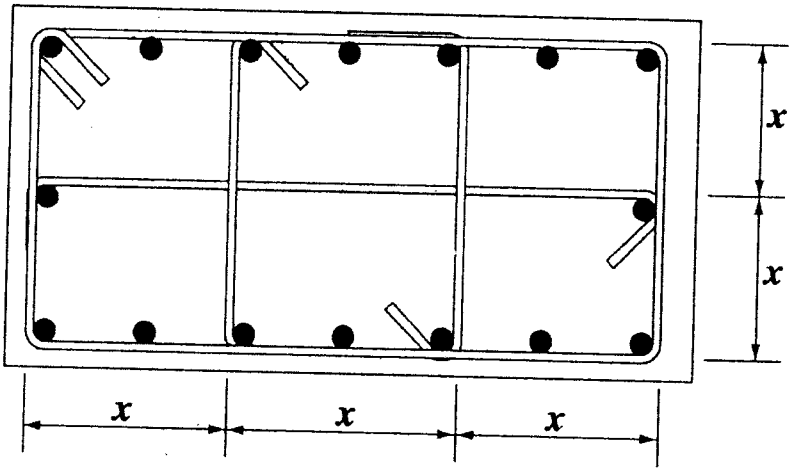
۲۰-۵-۲-۳ آرماتور عرضی

ضوابط این قسمت به منظور محصور کردن بتن و تامین اتکای جانبی برای آرماتورهای طولی ارائه شده‌اند. نتایج آزمایش‌های تجربی بخوبی اثر محصور کردن بتن با خاموت‌های مارپیچ در مقاومت بتن محصور شده در ستون‌هایی که تحت اثر فشار دائم و فزاینده قرار دارند را نشان می‌دهند. برای ساختمان‌های مقاوم در برابر زلزله الزامی به تغییر یا اصلاح رابطه ۱۱-۵ نمی‌باشد و رابطه ۲۰-۲ که حد پایین مقدار آرماتور عرضی را مشخص می‌کند مربوط به ستون‌های بزرگی است که در آنها مساحت کل مقطع، A_g، کمتر از A_g تقریبا ۱/۲۵ برابر مساحت هسته، A_{ch} می‌باشد.

گرچه خاموت‌های مستقیم نیز باعث افزایش شکل‌پذیری قطعه می‌شوند ولی اثر آنها به اندازه مارپیچ‌ها نیست. می‌توان مقدار لازم برای آرماتور محصور کننده مستقیم را

براین اساس تعیین کرد که برای تامین محصور کننده‌ای برابر با آرماتور مارپیچ باید مقدار بیشتری از آرماتور عرضی مستقیم بکار برد. مقدار آرماتوری که براساس روابط ۲۰-۴ و ۲۰-۵ برای خاموت‌های مستقیم (متشکل از رکابی‌های تک شاخه یا چندگانه، مستطیلی و...) حاصل می‌شوند، با مقدار بدست آمده از روابط ۲۰-۲ و ۲۰-۳ قابل مقایسه‌اند، ولی روابط ۲۰-۲ و ۲۰-۵ آرماتور عرضی بیشتری در واحد طول عضو ارائه می‌دهند.

اگر نسبت مقاومت لازم به مقاومت تامین شده کوچک باشد از رابطه ۲۰-۴ می‌توان صرفنظر کرد. یک نمونه از آرماتور عرضی که بوسیله یک حلقه و سه رکابی تک شاخه تامین شده در شکل زیر نشان داده شده است.



شکل ۲۰-۳ نمونه‌ای از آرماتور عرضی در ستونها

۲۰-۵-۲-۳-۱۱ مشاهدات انجام شده در زمین‌لرزه‌ها نشان می‌دهند که به علت بکارنبردن آرماتورهای عرضی کافی در بعضی از نواحی میانی ستونها و در نتیجه عدم

یکنواختی شکل‌پذیری در آنها، ساختمان‌ها آسیب‌های فراوانی متحمل شده‌اند. از این رو باید با بکاربردن حداقل خاموت‌های عرضی در سراسر طول ستون، شکل‌پذیری یکنواختی را در آنها ایجاد کرد.

۲۰-۵-۲-۴ حداقل مقاومت خمشی ستون‌ها

هدف از تامین حداقل مقاومت خمشی ستون آنست که پایداری کل سازه در اثر وقوع زلزله‌های متوسط و یا شدید حفظ گردد و ستون‌ها بعد از تیرها به حالت گسیختگی برسند. چنانچه حتی در یکی از طبقات سازه، در دو انتهای تمامی ستون‌های آن مفصل پلاستیک تشکیل گردد پایداری آن طبقه و طبقات بالای آن به مخاطره می‌افتد. رابطه ۲۰-۶ بیان مفهوم «ستون قوی ـ تیر ضعیف» می‌باشد.

باید توجه داشت که صرفنظر کردن از کمک بعضی از ستون‌هایی که ضوابط این بند در مورد آنها صدق نمی‌کنند نباید در جهت کم‌کردن ایمنی سازه بکار رود. به عنوان مثال نباید برش پایه را کاهش و یا اثر پیچشی نیروهای جانبی را کم کرد.

۲۰-۵-۲-۴-۲ و ۲۰-۵-۲-۴-۳ پذیرفتن موارد مندرج در این دو بند برای تعدیل مفهوم «ستون قوی ـ تیر ضعیف» در موارد خاصی است که از اهمیت کمتری برخوردارند.

۲۰-۵-۳ دیوارها، دیافراگم‌ها و خرپاهای سازه‌ای

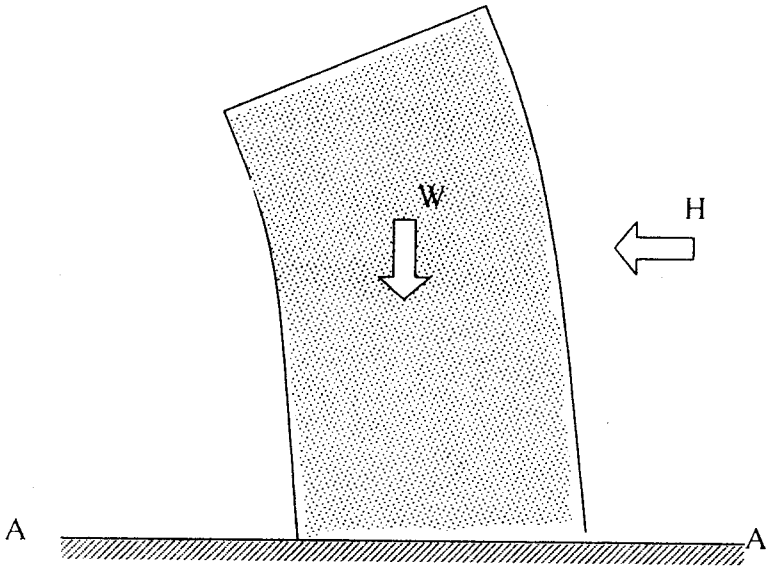
توزیع یکنواخت آرماتورهای قائم و افقی باعث کنترل عرض ترک‌های مورب می‌گردد.

همچنین ضابطه بکارگرفتن دو شبکه آرماتور، زمانی که برش نهایی زیاد است به این علت است که براساس مشاهدات، در شرایط اجرایی متعارف، امکان اجرای یک شبکه آرماتور در وسط دیوار بسیار کم است. علاوه بر این وجود آرماتور در نزدیکی سطوح دیوار از قطعه قطعه شدن بتن در اثر ترک‌خوردگی‌های شدید در موقع زلزله جلوگیری می‌کند.

۲۰-۵-۳-۲-۵ تنش فشاری محاسبه شده در اثر نیروهای نهایی براساس رفتار خطی مصالح و مقطع کل عضو سازه‌ای، معیاری برای لزوم استفاده از آرماتورهای عرضی محصورکننده، می‌باشد. علت آنکه اگر مقدار تنش فشاری بتن از $۰/۲ f_c$ بیشتر باشد، به آرماتورهای عرضی ویژه نیاز است، آن است که یکپارچگی کل سازه به قابلیت اعضای آن برای تحمل نیروهای فشاری بزرگ تحت بارگذاری شدید رفت و برگشتی بستگی دارد. بنابراین باید بتن و آرماتورهای چنین اعضایی را با آرماتورهای عرضی ویژه محصور کرد.

۲۰-۵-۳-۳ اجزای لبه در دیوارهای سازه‌ای و در دیافراگم‌ها

دیوارهای سازه‌ای تحت اثر توام خمش و نیروهای محوری در صفحه خود قرار دارند در حالیکه دیافراگم‌ها بطورمعمول تحت اثر نیروهای محوری زیادی در صفحه خود نیستند. در دیوارهای سازه‌ای هدف اصلی تامین مقاومت فشاری و در دیافراگم‌ها تامین مقاومت کششی می‌باشد. شکل زیر نیروهای وارد بر یک دیوار را نشان می‌دهد.



شکل ۲۰-۴ بارهای وارده به یک دیوار

نیروهای وارده شامل بارهای دائمی W و برش و لنگر حداکثر ناشی از زلزله می‌باشند. تحت این نوع بارگذاری بال فشاری باید بار ثقلی باضافه کل نیروی کششی حاصل در آرماتورهای قائم (و یا نیروی فشاری ناشی از لنگر حاصله در مقطع دیوار) را تحمل کند.

با توجه به آنکه بارهای ناشی از یک زلزله شدید ممکن است چندین بار تکرار شوند، لازم است که بتن بالهای دیوار که تنش فشاری در آنها احتمالا از مقدار $۰/۲ f_c$ تجاوز خواهد کرد، محصور شوند. مقدار $۰/۲ f_c$ یک شاخص تنش فشاری بوده و الزاما بیانگر مقدار واقعی حالت نهایی مقاومت فشاری در یک مقطع بحرانی تحت اثر نیروهای اینرسی نمی‌باشد.

طراحی اجزای لبه با این فرض صورت می گیردکه ممکن است این اعضا مجبور شوند

تمام نیروهای فشاری در مقطع بحرانی در هنگام وقوع حداکثر جابجایی سازه، تحمل کنند. با توجه به آنکه آرماتورهای افقی در دیوارهای با اجزای لبه مشابه آرماتورهای جان عمل می‌کنند، باید بطور کامل در اجزای لبه مهار شوند. تعبیه این مهاری بدلیل احتمال ترک‌های عرضی بزرگ در اجزای لبه، مشکل است ،بنابراین در صورت امکان باید از قلاب‌های ۹۰ درجه استاندارد و یا مهارهای مکانیکی استفاده کرد.

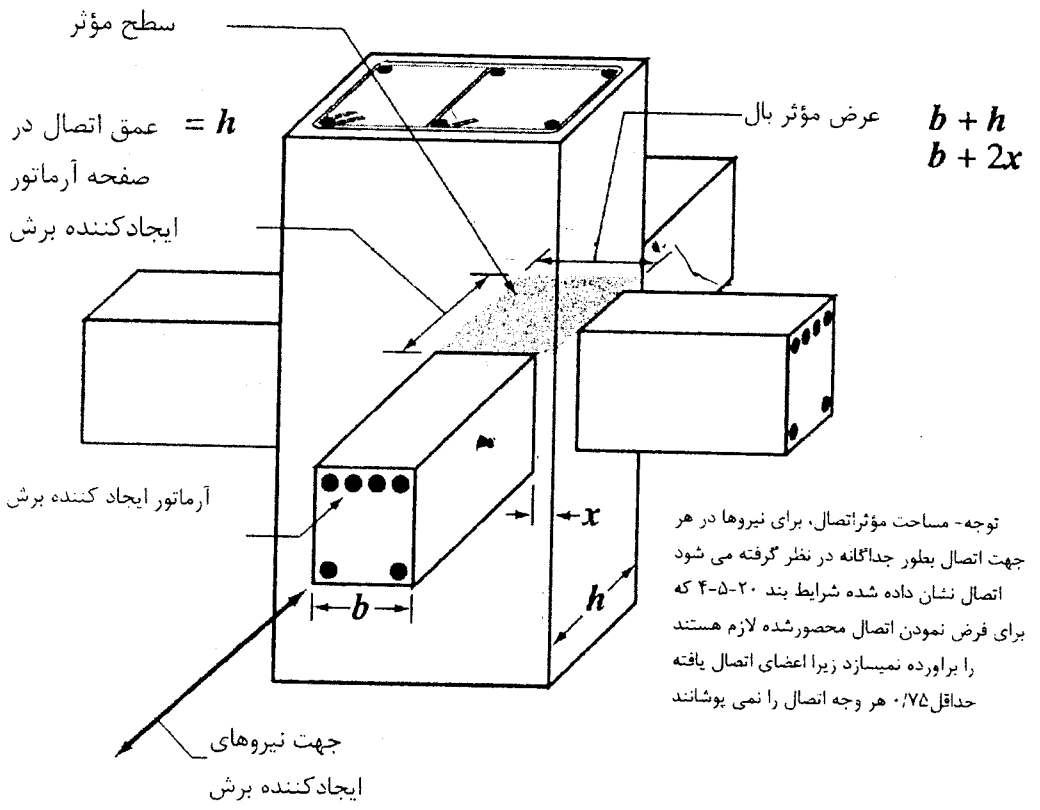
۲۰-۵-۳-۴ تیرهای همبند در دیوارهای هم‌بسته

به علت آنکه در تیرهای عمیق، بطورمعمول برش‌های قطری زیادی بوجود می‌آیند، آیین‌نامه استفاده از آرماتورهای قطری را که بصورت ضربدری و متقارن در سراسر طول تیر ادامه داشته و در دیوارهای طرفین تیر در طولی به اندازه یک و نیم برابر طول گیرایی میلگرد مهار می‌شوند، الزامی اعلام می‌کند.

۲۰-۵-۴ اتصالات تیر به ستون در قاب‌ها

۲۰-۵-۴-۱-۲ نیروهای برشی مؤثر در اتصال در اثر نیروهای رفت و برگشتی وقتی وارد مرحله غیرخطی می‌شوند تابع تشکیل مفصل‌های پلاستیک در تیرها و برش در ستونها هستند و به همین علت و با توجه به سخت‌شدگی آرماتور فرض می‌شود مفصل‌هایی با لنگر مقاوم محتمل برابر با $M_{pr} = 1.15M_r$ در مقاطع بر اتصال تشکیل شده باشند.

۲۰-۵-۴-۱-۳ مقدار A_j در شکل زیر نشان داده شده است.



شکل ۲۰-۵ نمایش A_j

در حالتی که برش موجود در اتصال از مقاومت برشی آن بیشتر باشد می‌توان ابعاد ستون و یا عمق تیرها را افزایش داد. با افزایش ابعاد ستون ظرفیت برشی مقطع اتصال بیشتر شده و با افزایش عمق تیرها، مقدار مورد نیاز آرماتورهای خمشی کاهش می‌یابد و در نتیجه برش انتقالی به اتصال کم می‌شود. راه حل دیگر آن است که محل تشکیل مفصل های پلاستیکی را از ناحیه اتصال دور کرد.

۲۰-۵-۴-۲ آرماتورگذاری

در اتصال تیر و ستون به منظور ایجاد یک اتصال محصور باید مشابه ناحیه بحرانی ستون‌ها، حداقل آرماتورهای محصورکننده عرضی پیش‌بینی شوند. این آرماتورها به منظور حفظ موقعیت آرماتورهای طولی، حتی پس از خردشدن پوشش بتن، مقاومت در برابر برش انتقال یافته از اعضای اتصال و همچنین کمک به بالابردن پیوستگی بتن و فولاد بکار می‌روند.

۲۰-۵-۴-۲-۴ این بند به مواردی اشاره می‌کند که در آن عرض تیر اصلی از بعد متناظر ستون بزرگتر است. در این حالت آرماتورهایی از تیر اصلی که به وسیله آرماتور ستون محصور نشده‌اند باید یا به وسیله یک تیر اصلی که در داخل همان اتصال درگیر می‌شود و یا به وسیله آرماتورهای عرضی، اتکای جانبی کافی را داشته باشند.

۲۰-۵-۴-۳ طول گیرایی میلگردهای کششی

۲۰-۵-۴-۳-۴ چنانچه قسمتی از طول گیرایی یک میلگرد خارج از حجم بتن محصور شده قرار گیرد، با توجه به آنکه تنش حدی پیوستگی در خارج از ناحیه محصور شده از داخل آن کمتر است باید طول مهاری لازم به صورت زیر افزایش یابد.

$$\ell_{dm} = 1.6(\ell_d - \ell_{dc}) + \ell_{dc}$$

و یا

$$\ell_{dm} = 1.6\ell_d - 0.6\ell_{dc}$$

که در آن :

ℓ_{dm} = طول مهاری لازم اگر میلگرد بطورکامل در داخل بتن محصور واقع نشود.

ℓ_d = طول مهاری لازم اگر میلگرد بطورکامل در داخل بتن محصور واقع شود.

ℓ_{dc} = طول میلگرد واقع در داخل بتن محصور

۲۰-۵-۵-۲-۳ به منظور کنترل ترک‌های مورب، آرماتورهای قائم و افقی در طول و ارتفاع دیوار باید به شکل مناسبی توزیع شوند. آرماتورهای لبه که برای تحمل خمش در نزدیکی لبه‌های دیوار به مقدار انبوه قرار داده می‌شوند در تعیین ρ_n و ρ_v به حساب نمی‌آیند. توزیع آرماتور برشی باید تا حدامکان بطور یکنواخت و با فاصله‌گذاری کم انجام گیرد.

۲۰-۵-۵-۲-۵ پایه دیوارگونه به قطعه‌ای از دیوار گفته می‌شود که در مجاورت بازشوهای دیوار قرار گرفته‌اند. در این بند به منظور محدود کردن مقدار باز توزیع نیروی برشی، حداکثر مقاومت برشی برای هر یک از پایه‌ها و کل دیوار ارائه شده است.

۲۰-۵-۵-۲-۶ قطعه افقی دیوار به قسمتی از دیوار گفته می‌شود که بین دو بازشو که روی یکدیگر واقع شده‌اند، قرار گرفته است.

۲۰-۵-۶ اعضایی از قاب‌ها که برای تحمل نیروهای زلزله طراحی نمی‌شوند.

ضوابط آرماتورگذاری برای اعضایی که برای تحمل نیروهای زلزله طراحی نمی‌شوند بر این مبناست که تغییر مکان‌های واقعی ناشی از زلزله ممکن است چندین برابر از تغییر مکان‌های محاسبه شده براساس نیروهای طراحی آیین‌نامه‌ای بزرگتر باشد. این بند

یک تغییر مکان اسمی را برای این اعضا تعریف می‌کند.

مراجع

برای اطلاع بیشتر به مراجع زیر رجوع شود :

1- CEB-FIP Model Code for Concrete CEB, 3rd ed., 1978.

2- CEB-FIP Model Code for Concrete Structures, 1990.

3- CAN-42 3.3-M84, National Standard of Canada Design of Concrete Structures for Buildings, 1985.

4- ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI, 95), American Concrete Institute, Detroit, 1988, MCP, pqrt 3.

5- BS 8110, Structural Use of Concrete British Standards Institution 1985.

6- IS : 456-1978, Indian Standard Code of Practice for Plain and Reinforced concrete.

7- CEB Application Manual on Concrete Reinforcement Technology, No. 140, Georgia Publishing Co., Saint-Saphorir, Switzerland, 1983.

8- Principles Généraux pour la Vérification de la Sécurite de ISO/TC 98 ISO, 1969.

9- Rules for the Design of Concrete Structures of ISO/TC 71 ISO, 1975.

10- CSA Standards, CAN3-A23, I-M77, Concrete Materials and Methods of Concrete Construction, Canadian Standards Association, Rexdale (Toronto), Ontario, Canada.

11- EURO DESIGN HANDBOOK, Concrete Structures, 1994-96.

12- ACI Committee 212, Chemical Admixtures for Concrete, (ACI 212. R-91), ACI Manual of Concrete Practice, Part 1, 1998.

13- ACI Committee 211, "Guide for submittal of Concrete proportions", ACI Manual of Concrete Practice, Part 1, 1998.

14- ACI Committee 211, "Standard Practice for Selecting Proportion for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete (ACI 211.1-91). Manual of concrete Practice, Part1, 1998.

15- ACI Committee 211, "Standard Practice for Selecting Proportions for Selecting Proportions for Structural Lightweight Concrete (ACI 211.2-91), ACI Manual of Concrete Practice, Part, 1998.

16- ACI Committee 201, "Guide to Durable Concrete" (ACI 201.2R-92), ACI Manual of Concrete Practice, Part 1.

17- ACI Committee 304, "Guide for Measuring, Mixing Transporting, and Placing Concrete. ACI Manual of Concrete Practice, Part 2, 1998.

18- ACI Committee 309, "Guide for Consolidation of Concrete. ACI Manual of Concrete Practice, Part 2, 1998.

19- ACI Committee 308, "Standard Practice for Curing Concrete. ACI Manual of Concrete Practice, Part 2, 1998.

20- ACI Committee 305, "Hot Weather Concreting, ACI 305 R-91 Also ACI Manual of Concrete Practice, Part 2.

21- ACI Committee 347, "Recommended Practice for Concrete Formwork (ACI.347-85), American Concrete Institute, Detroit, 1985. Also ACI Manual of Concrete Practice, Part 2.

22- ACI-303R Guide to Cast-in-Place Architectural Concrete Practice ACI 303R-74 (Revised 1982-Part3).

23- ACI-301 Specification for Structural Concrete Chapter 4 Formwork ACI Manual of Concrete Practice 1985.

24- Vorobier, V., Matéiaux de Construction, Editions de Moscow, 1976.

25- UNESCO, Code et manuel d'application pour le Calcul et léxécution du béton armé Dunod, France, 1968.

26- Manuel de Technologic "Coffrage" Project Avril 1977 établi par un Groupe Inter-Associations CEB-CEB-FIP.

27- ASTM Standards, Cement; Gypsum, Section 4, Construction, Vol.04.01 American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1985.

28- ASTM Standards, Concrete and Mineral Aggregates, Section 4, Construction, Vol.04.02, Amerecan Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1985.

29- AASHTO Standard T-26, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., 1974.

30- ASSSHTO T-260 (84), "Method of Sampling and Testing for Total Chloride Ion in Concrete and Concrete Raw Materials, "AASHTO, 444 North Capitol st., N.W., Suite 225, Washington, D.C.20001.

31- PCA, Design and Control of Concrete of Concrete Mixtures, Portland Cement Association, Shokie, 1979.

32- Kong, F.K., Evans, R.H, Cohen, E., And Roll, F., Handbook of Structural Concrete, Pitman, Landon, 1983, Chapter 26 : Concrete Construction in Hot Climates With Particular Reference to the Middle East.

33- Waddell, J.J., Concrete Construction Handbook, 2nd ed., McGraw-Hill New York, 1974.

34- Water and Power Resources Service, Concrete Manual, 8th ed., Revised Reprint, U.S.Department of Interior, Washingtion, D.C., 1981.

35- Mcmillan, F.R., and Tuthill, L.H. Concrete primer, ACI Publication SP-1, American Concrete Institute, Detroit, 1985.

36- Komar, A., Building Materials and Components, Mir Publishers, Moscow, 1974.

37- Clear, K.C., and Harrigan, E.T., Sampling and Testing for Chloride Ion in Concrete, FHWA-RD-77-85, Federal Highway Administration, Washington, D.C., Aug. 1977.

38- Tomlinson, M.J., Foundation Design and Construction, 5th ed., Longman Scientific and Technical, Essex, England.

39- Biczok, I., Concrete Corrosion, Concrete Protection, Akademiai kiade, Budapest, Hungary, 1972.

40- Mindess, S., and Young, J.F., Concrete Prentice- Hall, Englewood Cliccs, N.J., 1981.

41- Neville, A.M., Properties of Concrete, 4th ed., Longman, London, 1995.

42- RELIM Technical Committee, TC 84-AAC, Application of Admixtures in Concrete, Report No 10.

۴۳-آیین‌نامه برای طرح و محاسبه و اجرای ساختمان‌های بتن آرمه، (بخش اول) علائم و اختصارات، (۱-۱۹۰۰)، مؤسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران، ۱۳۶۷.

۴۴-آیین‌نامه برای طرح و محاسبه و اجرای ساختمان‌های بتن آرمه، (بخش دوم) شرایط ارائه طرح و محاسبات و بازرسی عملیات اجرایی، (۲-۱۹۰۰)، مؤسسه استاندارد صنعتی ایران، ۱۳۶۸.

۴۵-آیین‌نامه برای طرح و محاسبه و اجرای ساختمان‌های بتن آرمه، (بخش سوم) ویژگی‌های مصالح و آزمایش‌های لازم، (۳-۱۹۰۰)، مؤسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران، ۱۳۶۷.

۴۶-آیین‌نامه برای طرح و محاسبه و اجرای ساختمان‌های بتن آرمه، (بخش چهارم) شرایط اجرایی، (۴-۱۹۰۰)، مؤسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران، ۱۳۶۷.

۴۷-آیین‌نامه برای طرح و محاسبه و اجرای ساختمان‌های بتن آرمه، (بخش پنجم) شرایط لازم برای طرح و محاسبه ساختمان‌های بتن آرمه، مؤسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران، ۱۳۶۷.

۴۸-استانداردها و آیین کاربردهای ملی ایران در رشته راه و ساختمان، مؤسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران.

۴۹-جداول طراحی ساختمان‌های بتن فولادی به روش حالت حدی، دفتر تحقیقات و معیارهای فنی سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، ۱۳۶۵.

۵۰-بتن در مناطق گرمسیر، دفتر تحقیقات و معیارهای فنی سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، ۱۳۷۸ (نشریه شماره ۱۸۴)

۵۱-ضمایم فنی دستورالعمل طرح و محاسبه و اجرای رویه‌های بتنی در فرودگاه‌ها، نشریه شماره ۶، دفتر تحقیقات و معیارهای فنی سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، ۱۳۵۰.

۵۲-توصیه های بین‌المللی متحدالشکل برای محاسبه و اجرای سازه‌های متشکل از پانل‌های بزرگ به هم پیوسته، دفتر تحقیقات و معیارهای فنی سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، ۱۳۶۶.

۵۳-واژه‌نامه بتن، بخشی از آیین‌نامه بتن ایران، دفتر تحقیقات و معیارهای فنی سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، ۱۳۸۱.

۵۴-آسیب‌دیدگی‌های بتن، علل و عوامل آن، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ۱۳۶۶.

این کتاب
تفسیر بخش دوم آیین‌نامه بتن ایران با عنوان « اصول تحلیل و طراحی » است. تفسیر آیین‌نامه به منظور تشریح و تبیین مطالب آیین نامه، معرفی مراجع و ارائه مثال‌ها تهیه شده است تا مطالب به نحوی ساده‌تر همراه با توضیحات بیشتر در اختیار کاربران قرار گیرد. برخی بندهای آیین‌نامه که در این کتاب جای آن‌ها خالی است، دارای تفسیر نمی‌باشد.
کتاب حاضر به همراه تفسیر بخش اول و متن آیین‌نامه مجموعاً آیین‌نامه بتن ایران- تجدید نظر اول را تشکیل می‌دهند.

معاونت امور اداری ، مالی و منابع انسانی
مرکز مدارک علمی ، موزه و انتشارات
ISBN 964-425-657-3