جمهوری اسلامی ایران
سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور

# آیین‌نامه بتن ایران «آبا»

بسم الله الرحمن الرحيم

# آیین‌نامه بتن ایران

# (آبا)

## مبحث اول - کلیات و ساختمانهای متعارف

## بسمه تعالی

## پیشگفتار

وجود استانداردها و آیین‌نامه‌های ملی در هر کشور نشانه رشد و توسعه آن کشور است. سالهاست که در ایران برای تهیه و تدوین دستورالعملها و آیین‌نامه‌ها در زمینه‌های مختلف فنی و مهندسی کوشش شده است و آیین‌نامه بتن ایران "**آبا**" یکی از این دستاوردهاست.

هدف اصلی از تهیه هر آیین‌نامه ارایه مجموعه‌ای از ضوابط و مقررات است که با کمک آنها بتوان به تحلیل مسایل مربوط پرداخت، و همان‌طور که در ابتدای متن آیین‌نامه آمده :

"هدف این آیین‌نامه ارایه حداقل ضوابط و مقرراتی است که با رعایت آنها میزان مناسبی از ایمنی، قابلیت بهره‌برداری و پایایی سازه‌های موضوع آیین‌نامه تامین می‌شود."

در مورد این آیین‌نامه باید به نکات زیر اشاره کرد:

- در تدوین آیین‌نامه، شرایط اقلیمی کشور، سهولت استفاده و رعایت جدیدترین روشهای تحلیل و طراحی مورد نظر بوده‌اند.
- مبحث اول آیین‌نامه با عنوان "کلیات و ساختمانهای متعارف" شامل دو بخش زیر است:

بخش اول، "کلیات، مصالح و مسایل اجرائی" که شامل نه فصل است.

بخش دوم، " اصول تحلیل و طراحی" که شامل یازده فصل می‌باشد و شرح آن در فهرست مندرجات آمده است.

- مبحث دوم آیین‌نامه با عنوان "سازه‌های خاص" شامل بخشهایی است که شرح آنها در آینده مشخص خواهد شد.
- اولین نسخه بخش اول آیین‌نامه در سال ۱۳۷۰ و اولین نسخه بخش دوم در سال ۱۳۷۴ منتشر گردید. در سال ۱۳۷۷ کمیته تدوین آیین‌نامه گسترش یافت و تعداد اعضای آن به ۲۶ نفر بالغ شدند. کمیته مزبور به دو زیر کمیته تقسیم شدند، زیر کمیته "مصالح و مسایل

اجرایی" و زیر کمیته "اصول تحلیل و طراحی" که بلافاصله کار بازنگری بخشهای اول و دوم را آغاز نمودند.

- علایم اختصاری به کار رفته در این آیین‌نامه با پیروی از علایم اختصاری متحدالشکل مورد تایید سازمان بین‌المللی استاندارد (ISO) انتخاب شده‌اند.

- درنگارش آیین‌نامه، معیاراصلی انتخاب‌واژه‌ها، "واژه‌نامه‌بتن" بوده‌است. این واژه‌نامه که توسط "کمیته‌تدوین‌آیین‌نامه بتن ایران" تهیه شده یکی از ضمائم آیین‌نامه محسوب می‌شود.

- مشخصات و استانداردهای ذکر شده در این آیین‌نامه بوسیله دفتر امور فنی و تدوین معیارهای سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور با حروف (دت) شماره‌گذاری شده‌اند و تا زمانی که استانداردهای مذکور توسط این دفتر تدوین و ارایه نشده‌اند می‌توان از سایر استانداردهای هم ارز آنها استفاده کرد.

- بندها و مواردی که در این تجدید نظر نسبت به ویرایش قبلی تغییر کرده اند، با خطی در حاشیه سمت راست مشخص شده اند.

- بنا به تصمیم کمیته تدوین آیین‌نامه بتن مجلد حاضر متشکل از متن‌های بخش اول و دوم است که در آینده نزدیک تفسیر بخشهای یاد شده نیز به آن اضافه خواهد شد.

- کمیته تدوین آیین‌نامه بتن ایران وظیفه خود می‌داند که از پشتیبانیها و راهنماییهای جناب آقای **مهندس احمد شفاعت** معاون وقت امور فنی سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور در طول پانزده سال شکل‌گیری این آیین‌نامه تشکر و قدردانی نماید، حمایتهایی که در مقاطع حساس راهگشای کار تدوین آیین‌نامه بتن ایران بوده است.

- از سرکار خانم نیکوهمت که عهده‌دار تحریر و آماده‌سازی رایانه‌ای این آیین‌نامه بوده‌اند، تشکر می‌شود.

**معاونت امور فنی**

**پاییز ۱۳۷۹**

# فهرست

## بخش اول : کلیات، مصالح و مسایل اجرایی

### فصل اول - کلیات


۱-۱ هدف ۲۷

۱-۲ دامنه کاربرد ۲۷

۱-۳ مبانی طراحی ۲۸

۱-۴ روشهای تحلیل ۲۹

۱-۵ ضوابط خاص برای تامین ایمنی در برابر زلزله ۲۹

۱-۶ واحدها ۲۹

۱-۷ علایم و اختصارات ۳۰

۱-۸ استانداردها و متون مرتبط با آیین‌نامه ۳۰


### فصل دوم - مقررات کلی ارائه و تصویب طرح و نظارت


۲-۱ ارایه طرح و محاسبه، نقشه‌ها و مدارک فنی ۳۱

۲-۲ نظارت و بازرسی ۳۴

۲-۳ آزمایش بارگذاری ۳۶

۲-۴ تصویب روشهای خاص طراحی یا اجرا ۳۶

## فصل سوم - مصالح بتن


۳-۱ انتخاب و تایید مصالح ۳۹

۳-۲ آزمایشهای مصالح ۴۰

۳-۳ سیمان ۴۰

۳-۴ سنگدانه‌ها ۴۱

۳-۵ آب ۴۵

۳-۶ مواد افزودنی ۴۸

۳-۷ انبار کردن و نگهداری مصالح بتن ۵۴

۳-۸ کنترل و بازرسی ۵۵


## فصل چهارم - فولاد


۴-۰ علایم اختصاری ۵۹

۴-۱ کلیات ۵۹

۴-۲ انواع فولاد ۶۰

۴-۳ قطر اسمی ۶۱

۴-۴ مشخصات مکانیکی ۶۲

۴-۵ تغییر شکلها ۶۵

۴-۶ شکل‌پذیری ۶۵

۴-۷ جوش‌پذیری ۶۶

۴-۸ انبار کردن، نگهداری و کنترل فولاد ۶۶

## فصل پنجم - استانداردهای مشخصات و آزمایشها


۵-۱ کلیات ۶۷

۵-۲ استانداردهای مرتبط با آیین‌نامه ۶۷


## فصل ششم - کیفیت بتن


۶-۰ علایم اختصاری ۶۹

۶-۱ کلیات ۶۹

۶-۲ مبانی تعیین نسبتهای اختلاط بتن ۷۱

۶-۳ پایایی بتن ۷۱

۶-۴ تعیین نسبتهای اختلاط براساس تجربه کارگاهی یا مخلوطهای آزمایشی ۸۵

۶-۵ ارزیابی و پذیرش بتن ۹۱

۶-۶ بررسی بتنهای با مقاومت کم ۹۴

۶-۷ کنترل و بازرسی ۹۶


## فصل هفتم - اختلاط بتن و بتن‌ریزی


۷-۰ علایم اختصاری ۹۹

۷-۱ نیروی انسانی، تجهیزات و آماده‌سازی محل بتن‌ریزی ۹۹

۷-۲ اختلاط بتن ۱۰۰

۷-۳ انتقال بتن ۱۰۲

۷-۴ بتن‌ریزی ۱۰۳

۷-۵ عمل‌آوردن بتن ۱۰۴

۷-۶ بتن‌ریزی در شرایط ویژه ۱۰۶

۷-۷ روشهای ویژه کاربرد بتن ۱۱۶
۷-۸ کنترل و بازرسی ۱۲۲

## فصل هشتم - جزییات آرماتوربندی

۸-۰ علایم اختصاری ۱۲۵
۸-۱ مشخصات و شرایط اجرایی ۱۲۵
۸-۲ جزییات آرماتوربندی ۱۳۰
۸-۳ جزییات خاص آرماتوربندی ستونها ۱۴۳
۸-۴ میلگردهای عرضی برای اعضای فشاری ۱۴۴
۸-۵ میلگردهای عرضی برای اعضای خمشی ۱۴۸
۸-۶ میلگردهای عرضی در اتصالات (گره‌ها) ۱۴۹
۸-۷ آرماتور حرارت و جمع‌شدگی ۱۴۹

## فصل نهم- ضوابط قالب‌بندی، لوله‌ها و مجراهای مدفون در بتن و درزهای اجرایی

۹-۱ کلیات ۱۵۳
۹-۲ مصالح ۱۵۶
۹-۳ ضوابط طراحی ۱۵۶
۹-۴ اجرا ۱۵۷
۹-۵ قالب‌بندی و قالب‌برداری سازه‌های ویژه ۱۶۲
۹-۶ قالب‌بندی و قالب‌برداری برای روشهای ویژه ساختمانی ۱۶۳
۹-۷ لوله‌ها و مجراهای مدفون در بتن ۱۶۷

# بخش دوم : اصول تحلیل و طراحی

## فصل دهم - اصول تحلیل و طراحی


۱۰-۰ علائم طراحی ۱۷۵

۱۰-۱ گستره ۱۷۷

۱۰-۲ مبانی طراحی ۱۷۷

۱۰-۳ اصول تحلیل ۱۸۳

۱۰-۴ بارگذاری ۱۹۳

۱۰-۵ طراحی در حالت حدی نهایی مقاومت ۱۹۵

۱۰-۶ کنترل در حالات حدی بهره‌برداری ۱۹۹

۱۰-۷ ضوابط کلی طراحی مقاطع ۲۰۰


## فصل یازدهم - خمش و بارهای محوری


۱۱-۰ علائم اختصاری ۲۰۵

۱۱-۱ گستره ۲۰۷

۱۱-۲ حالت حدی نهایی مقاومت در خمش و نیروی محوری ۲۰۷

۱۱-۳ فرضهای طراحی ۲۰۸

۱۱-۴ ضوابط کلی طراحی ۲۱۰

۱۱-۵ محدودیتهای آرماتورها در قطعات خمشی ۲۱۱

۱۱-۶ فاصله تکیه‌گاه‌های جانبی قطعات خمشی ۲۱۲

۱۱-۷ قطعات خمشی با ارتفاع زیاد یا تیر تیغه‌ها ۲۱۲
۱۱-۸ ابعاد طراحی برای قطعات فشاری ۲۱۳
۱۱-۹ محدودیتهای آرماتورها در قطعات فشاری (ستونها) ۲۱۴
۱۱-۱۰ مقاومت اتکایی ۲۱۵

## فصل دوازدهم - برش و پیچش

۱۲-۰ علائم اختصاری ۲۱۷
۱۲-۱ گستره ۲۲۲
۱۲-۲ حالت حدی نهایی مقاومت در برش ۲۲۲
۱۲-۳ مقاومت برشی تامین شده توسط بتن ۲۲۳
۱۲-۴ مقاومت برشی تامین شده توسط آرماتورها ۲۲۵
۱۲-۵ ضوابط کلی طراحی برای برش ۲۲۸
۱۲-۶ محدودیتهای آرماتور برشی ۲۲۹
۱۲-۷ حالت حدی نهایی مقاومت در پیچش ۲۳۱
۱۲-۸ مقاومت پیچشی نهایی تامین شده توسط آرماتورها ۲۳۲
۱۲-۹ ضوابط کلی طراحی برای پیچش ۲۳۳
۱۲-۱۰ محدودیتهای آرماتورهای پیچشی ۲۳۴
۱۲-۱۱ لنگر پیچشی نهایی در اعضای سازه‌های نامعین ۲۳۵
۱۲-۱۲ اثر توام برش و پیچش ۲۳۵
۱۲-۱۳ برش اصطکاکی ۲۳۶
۱۲-۱۴ ضوابط ویژه برای اعضای خمشی با ارتفاع زیاد (تیرتیغه‌ها) ۲۳۹
۱۲-۱۵ ضوابط ویژه برای دستکها و شانه‌ها ۲۴۱

۱۲-۱۶ ضوابط ویژه برای دیوارها ۲۴۴
۱۲-۱۷ ضوابط ویژه برای دالها و شالوده‌ها ۲۴۸
۱۲-۱۸ ضوابط ویژه برای اتصالات قابها ۲۵۵

## فصل سیزدهم - آثار لاغری- کمانش

۱۳-۰ علائم اختصاری ۲۵۷
۱۳-۱ گستره ۲۶۰
۱۳-۲ کلیات ۲۶۰
۱۳-۳ طبقات مهار شده جانبی ۲۶۱
۱۳-۴ طول آزاد قطعات فشاری ۲۶۲
۱۳-۵ طول موثر قطعات فشاری ۲۶۲
۱۳-۶ شعاع ژیراسیون ۲۶۳
۱۳-۷ ضوابط اثر لاغری ۲۶۴
۱۳-۸ روش تشدید لنگرهای خمشی ۲۶۴
۱۳-۹ روش تقلیل ظرفیت باربری ۲۶۸
۱۳-۱۰ حداقل برون محوری بار ۲۷۰
۱۳-۱۱ اثر لاغری در قطعات فشاری تحت اثر خمش دو محوره ۲۷۱
۱۳-۱۲ تشدید لنگر خمشی در قطعات خمشی متصل به قطعات فشاری ۲۷۱

## فصل چهاردهم - تغییر شکلها و ترک‌خوردگیها

۱۴-۰ علائم اختصاری ۲۷۳
۱۴-۱ گستره ۲۷۵

۱۴-۲ تغییر شکلها یا افتادگیها ۲۷۵
۱۴-۳ ترک‌خوردگیها ۲۸۲

## فصل پانزدهم - طراحی سیستمهای دال دو طرفه

۱۵-۰ علائم اختصاری ۲۸۵
۱۵-۱ گستره ۲۸۹
۱۵-۲ تعاریف ۲۸۹
۱۵-۳ روشهای طراحی ۲۹۱
۱۵-۴ ضوابط کلی طراحی دالها ۲۹۲
۱۵-۵ آرماتورگذاری در دالها ۲۹۵
۱۵-۶ روش "قاب معادل" ۳۰۰
۱۵-۷ روش "مستقیم" ۳۰۸
۱۵-۸ روش ضرائب لنگر خمشی ۳۱۴
۱۵-۹ روش پلاستیک ۳۱۸

## فصل شانزدهم - دیوارها

۱۶-۰ علائم اختصاری ۳۲۵
۱۶-۱ گستره ۳۲۶
۱۶-۲ تعاریف ۳۲۶
۱۶-۳ ضوابط کلی طراحی ۳۲۶
۱۶-۴ محدودیت آرماتورها ۳۲۷
۱۶-۵ دیوارهای باربر ۳۲۹

۱۶-۶ دیوارهای برشی ۳۳۰
۱۶-۷ دیوارهای حائل ۳۳۰
۱۶-۸ دیوارهای پای بست ۳۳۱

## فصل هفدهم - شالوده‌ها

۱۷-۰ علائم اختصاری ۳۳۳
۱۷-۱ گستره ۳۳۴
۱۷-۲ تعاریف ۳۳۴
۱۷-۳ ضوابط کلی طراحی ۳۳۶
۱۷-۴ ضوابط تعیین عاملها در شالوده‌ها ۳۳۷
۱۷-۵ محدودیت آرماتورها ۳۴۱
۱۷-۶ انتقال نیرو از پای ستون، دیوار، یا ستون پایه بتنی به شالوده ۳۴۳
۱۷-۷ کلافهای رابط بین شالوده‌ها ۳۴۴

## فصل هیجدهم - مهار و وصله آرماتورها

۱۸-۰ علائم اختصاری ۳۴۷
۱۸-۱ گستره ۳۴۹
۱۸-۲ مهار میلگردها ۳۵۰
۱۸-۳ ضوابط مهار آرماتورهای خمشی ۳۵۸
۱۸-۴ وصله آرماتورها ۳۶۴

## فصل نوزدهم - ارزیابی ایمنی سازه‌های اجرا شده


۱۹-۰ علائم اختصاری ۳۷۱

۱۹-۱ گستره ۳۷۲

۱۹-۲ روش تحلیلی ۳۷۳

۱۹-۳ بررسی از طریق آزمایشهای بارگذاری- کلیات ۳۷۴

۱۹-۴ آزمایشهای بارگذاری برای اعضای خمشی ۳۷۵

۱۹-۵ ملاحظات ایمنی ۳۷۷

۱۹-۶ سازه‌های ساخته شده ناامن ۳۷۷


## فصل بیستم - ضوابط ویژه برای طراحی در برابر زلزله


۲۰-۰ علائم اختصاری ۳۷۹

۲۰-۱ گستره ۳۸۲

۲۰-۲ ضوابط کلی طراحی ۳۸۲

۲۰-۳ ضوابط سازه‌های با شکل‌پذیری کم ۳۹۰

۲۰-۴ ضوابط سازه‌های با شکل‌پذیری متوسط ۳۹۱

۲۰-۵ ضوابط سازه‌های با شکل‌پذیری زیاد ۳۹۷

**مراجع** ۴۲۳

**نمایه** ۴۲۹

# بخش اول

## کلیات، مصالح و مسایل اجرایی

# فصل اول

# کلیات

## ۱-۱ هدف

هدف این آیین‌نامه ارایه حداقل ضوابط و مقرراتی است که با رعایت آنها میزان مناسبی از ایمنی، قابلیت بهره‌برداری و پایایی سازه‌های موضوع آیین‌نامه تامین می‌شود.

## ۱-۲ دامنه کاربرد

**۱-۲-۱** ضوابط و مقررات این آیین‌نامه، باید در طرح، محاسبه، اجرا و کنترل مشخصات مواد تشکیل‌دهنده و کیفیت اجرای سازه‌های بتنی متعارف رعایت شوند. در بخش اول آیین‌نامه، حاوی ضوابط و مقررات مربوط به سازه‌های بتن آرمه‌ای است که با سنگدانه‌های معمولی و سیمان پرتلند یا سیمان آمیخته ساخته می‌شوند و مقاومت مشخصه آنها حداقل برابر ۱۶ مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع) می‌باشد.

**۱-۲-۲** ضوابط و مقررات این آیین‌نامه تا جایی که کاربرد داشته باشند باید در مورد سقف‌ها و قطعات خاص از جمله موارد زیر نیز رعایت شوند. سایر ضوابط و مقررات ویژه این سازه‌ها موضوع بخشهای بعدی این آیین‌نامه خواهند بود :

الف- سازه‌ها یا قطعات بتنی ساده و کم آرماتور.

ب- سازه‌ها یا قطعات بتن آرمه ساخته شده با سنگدانه‌های سبک یا سنگین.

پ- سازه‌ها یا قطعات بتن آرمه ساخته شده با بتن متخلخل یا بتن اسفنجی.

ت- سازه‌ها یا قطعات بتن پیش تنیده.

ث- سازه‌ها یا قطعات بتن پیش ساخته.

ج- سازه‌ها یا قطعات بتن آرمه با نیمرخهای نورد شده فولادی.

چ- سازه‌ها یا قطعات بتنی الیاف‌دار.

ح- سازه‌ها یا قطعات بتن آرمه‌ای که در معرض دمای زیاد قرار می‌گیرند.

خ- سازه‌های خاص نظیر مخازن سیالات، سیلوها، سدها، سازه‌های مقاوم در برابر انفجار، نیروگاههای هسته‌ای، دودکشها، پلها و نیز سازه‌هایی نظیر قوسها و پوسته‌ها که در طراحی آنها ضوابط ویژه حاکم است.

## ۱-۳ مبانی طراحی

**۱-۳-۱** در این آیین‌نامه مبنای طراحی سازه‌ها برای حصول ایمنی و قابلیت بهره‌برداری، بررسی و کنترل آنها در "حالتهای حدی" است. روش کلی طراحی نیم احتمال اندیشانه است که در آن جنبه‌های احتمالاتی با اعمال ضرایب جزیی ایمنی به مقادیر مشخصه بارها و عاملهای موثر بر سازه طبق آیین‌نامه‌های بارگذاری و مقادیر مشخصه مقاومت‌های بتن و فولاد، در محاسبه منظور می‌شوند.

**۱-۳-۲** پایایی سازه‌ها با منظور داشتن شرایط رویارویی در طراحی و انتخاب شکل قطعات متناسب با این شرایط، مراعات مشخصات فنی اجرایی از قبیل کیفیت و حداقل مقدار سیمان، کیفیت آب، نسبت آب به سیمان، نوع و کیفیت سنگدانه‌ها، حداکثر مقدار مواد زیان‌آور در مواد تشکیل‌دهنده بتن، نسبتهای اختلاط، شرایط ریختن و جا دادن بتن، عمل آوردن و مراقبت بتن، ضخامت پوشش بتن و درزهای ساختمانی، تامین می‌شود.

## ۱-۴ روشهای تحلیل

در این آیین‌نامه تحلیل سازه‌ها و قطعات با استفاده از روشهای زیر مجاز شمرده می‌شود:

الف- تحلیل خطی

ب- تحلیل خطی همراه با بازپخش محدود

پ- تحلیل غیر خطی

ت- تحلیل پلاستیک

## ۱-۵ ضوابط خاص برای تامین ایمنی در برابر زلزله

در این آیین‌نامه برای رفتار سازه‌های بتن آرمه در برابر آثار ناشی از زلزله، سه حد شکل‌پذیری در نظر گرفته شده است:

الف- حد شکل‌پذیری کم

ب- حد شکل‌پذیری متوسط

پ- حد شکل‌پذیری زیاد

برای تامین سه حد شکل‌پذیری کم، متوسط و زیاد، مراعات ضوابطی ویژه که در فصل "ملاحظات ویژه برای طراحی در برابر زلزله" ارائه شده‌اند، الزامی است.

## ۱-۶ واحدها

سیستم واحدهای مورد استفاده برای کمیتهای مختلف در این آیین‌نامه سیستم‌دهدهی بین‌المللی (S.I) است.

واحدهایی که در این آیین‌نامه مورد استفاده قرار گرفته‌اند، عبارتند از:

الف- برای طول، متر (m) و میلیمتر (mm)

ب- برای سطح، متر مربع ($m^2$) و میلیمتر مربع ($mm^2$)

پ- برای بارهای متمرکز، کیلونیوتن (KN) و برای بارهای گسترده، کیلونیوتن بر متر (KN/m) و کیلونیوتن بر متر مربع ($KN/m^2$) که برابر با یک کیلو پاسکال (KPa) است.

ت- برای جرم مخصوص (جرم واحد حجم)، کیلوگرم بر متر مکعب ($Kg/m^3$)

ث- برای وزن مخصوص (وزن واحد حجم)، کیلونیوتن بر متر مکعب ($KN/m^3$)

ج- برای تنشها و مقاومتها، مگاپاسکال (MPa) که معادل یک نیوتن بر میلیمتر مربع یا مگانیوتن بر متر مربع ($MN/m^2$)است و گیگاپاسکال که معادل هزار مگاپاسکال است.

چ- برای لنگرها، کیلونیوتن - متر (KN.m)

ح- برای دما، درجه سلسیوس (سانتیگراد) (C)

## ۱-۷ علایم و اختصارات

علایم و اختصارات مورد استفاده در این آیین‌نامه بطور کلی با پیروی از علایم و اختصارات متحدالشکل مورد تایید سازمان بین‌المللی استاندارد (ISO) انتخاب شده‌اند.

## ۱-۸ استانداردها و متون مرتبط با آیین‌نامه

در مواردی که بین مفاد این آیین‌نامه و سایر آیین‌نامه‌ها، آیین کاربردها و مشخصات فنی اجرایی منتشرشده توسط دفترامورفنی‌وتدوین معیارهای‌سازمان‌مدیریت و برنامه‌ریزی‌کشور یا موسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران تفاوتی باشد، مشخصات، ضوابط و مقررات داده شده در این آیین‌نامه اولویت دارند و نافذ خواهند بود.

# فصل دوم

# مقررات کلی ارایه و تصویب طرح و نظارت

## ۲-۱ ارایه طرح و محاسبه، نقشه‌ها و مدارک فنی

**۲-۱-۱** نقشه‌های اولیه سازه‌های بتن آرمه باید بر مبنای نقشه‌های معماری، که در آن تمامی اندازه‌ها، ارتفاعها، و سایر ویژگیهای اصلی ساختمان به وضوح تعیین شده است، تهیه شوند. یک نسخه از نقشه‌های معماری مذکور که مبنای محاسبات سازه بتن آرمه قرار گرفته و به امضای مهندس محاسب رسیده باشد باید به نقشه‌های سازه بتن آرمه ضمیمه و به مقامات رسیدگی کننده تحویل شود.

**۲-۱-۲** همراه با نقشه‌های اولیه سازه بتن آرمه، که برای تصویب ارایه می‌شوند، باید دفترچه محاسبات فنی شامل نکات زیر ارایه شود.

الف- ویژگیهای اصلی به طور اختصار و معرفی ساختمان از نظر نوع بهره‌برداری، محل اجرا، تعداد طبقات و ارتفاع.

ب- فرضها و مطالعات انجام شده در مورد مقاومت خاک، سطح آب زیرزمینی و سایر عوامل مربوط به ژئوتکنیک در صورت لزوم.

پ- ویژگیهای مصالح مورد استفاده در ساختمان از قبیل فولاد و سیمان مصرفی در بتن و مقاومتهای مشخصه بتن در سنین استاندارد یا مراحل تعیین شده برای اجرا، که طراحی براساس آنها انجام پذیرفته است.

ت- فرضهای محاسباتی از نظر مقادیر بارها و سربارها اعم از بارهای قائم و نیروهای ناشی از برف، باد، زلزله و به طور کلی هر نوع بار و سرباری که در محاسبه منظور شده است.

ث- کروکی پلانها و قابهای بارگذاری شده.

ج- روشهای مورد استفاده برای تحلیل و طراحی و تنشها و ضرایب ویژه‌ای که مبنای محاسبه قرار گرفته‌اند.

چ- نام سایر آیین‌نامه‌های سازگار که در محاسبات مورد استفاده بوده‌اند.

ح- جزییات عملیات محاسباتی با افزودن کروکیها و توضیحات لازم و مشخص کردن نتایج اصلی محاسباتی به صورت واضح و روشن، بطوریکه رسیدگی به محاسبات تا حد امکان آسان باشد. در صورت به کار بردن روشهای رایانه‌ای باید مشخصات و مبنای برنامه‌های مورد استفاده، فرضها، داده‌های اولیه و نتایج بدست آمده ضمیمه دفترچه محاسبه شوند.

**۲-۱-۳** بسته به مورد سه نوع نقشه برای اجرای ساختمانها تهیه می‌شوند:

**۲-۱-۳-۱** نقشه‌های محاسباتی، که در آنها هندسه کلی سازه، ابعاد مقاطع و سطح مقطع عرضی فولاد مشخص شده‌اند. این نقشه‌ها فاقد جزییات کامل اجرایی هستند و باید قبل از شروع به اجرا، به نقشه‌های اجرایی تبدیل شوند.

**۲-۱-۳-۲** نقشه‌های اجرایی، که علاوه بر اطلاعات نقشه‌های محاسباتی، شامل جزییات اجرایی سازه از قبیل قطر، تعداد و طول میلگردها، محل قطع و وصله کردن آنها، نوع وصله‌ها و نظایر آن هستند، بطوریکه اجرای سازه به کمک این نقشه‌ها بدون ابهام میسر

باشد. نقشه‌های اجرایی سازه‌های بتن آرمه با رعایت شرایط زیر باید توسط مهندس محاسب صلاحیتدار تهیه و به مقامات رسیدگی کننده تسلیم شود:

الف- نقشه‌ها باید به طور واضح و با مقیاس قابل قبول تهیه شوند.

ب- مقاومت خاک مبنای محاسبه و نیز ویژگی‌های مکانیکی بتن و فولاد باید ذکر شود.

پ- ابعاد و موقعیت تمام قطعات سازه‌ای، موقعیت و ابعاد تمامی بازشوها و سوراخ‌ها باید در نقشه‌ها داده شوند.

ت- جزییات و مقاطع لازم برای تهیه نقشه‌های کارگاهی، قطر میلگردها، محل خم، قطع و وصله کردن آنها و اندازه‌های مربوط، باید داده شوند. قسمتی از این اطلاعات را می‌توان در جدول میلگردها قید کرد.

ث- ضخامت پوشش بتن روی میلگردها، قطر بزرگترین سنگدانه قابل مصرف در بتن و حداکثر نسبت آب به سیمان باید در نقشه‌ها داده شوند.

ج- موقعیت درزهای انقطاع، انبساط و اجرایی و جزییات آنها در نقشه‌ها داده شوند.

چ- تهیه جدولهای میلگردها و تعیین وزن فولاد مصرفی به تفکیک هر نوع میلگرد، جزو وظایف طراح ساختمان در قبال کارفرماست، ولی تسلیم آن برای اخذ پروانه ساختمان ضرورت ندارد مگر موقعی که قسمتی از اطلاعات مربوط به میلگردها در نقشه‌های اجرایی قید نشده و تنها در این جداول ذکر شده باشد.

**۲-۱-۳-۳** نقشه‌های کارگاهی، که متناسب با شرایط هر سازه و سازندگان آن، با استفاده از جزییات داده شده در نقشه‌های اجرایی، و با مقیاس بزرگ، برای قسمتهای خاص و حساس سازه تهیه می‌شوند. این نقشه‌ها باید بر اساس نیازهای کارگاه، همزمان با عملیات اجرایی تهیه شوند و به تایید دستگاه نظارت برسند.

**یادآوری (۲)**- اعضای کمیسیونهای فنی بدوی و نهایی به موجب قوانین و آیین‌نامه‌های کشور و شهرداری محل تعیین خواهند شد و در غیاب آنان کارفرما با موافقت دستگاه نظارت افرادی را از بین مهندسان خبره انتخاب خواهد کرد.

## ❑ ۲-۳ آزمایش بارگذاری

**۲-۳-۱** هر گاه شرایط و وضع ساختمان طوری باشد که بازرسان ساختمان نسبت به ایمنی آن تردید داشته باشند، و ارزیابی ایمنی از طریق انجام محاسبات فنی به رفع ابهام و تردید منجر نشود، بازرسان می‌توانند از طریق کمیسیون فنی بدوی و تصویب کمیسیون فنی نهایی دستور آزمایش بارگذاری تمام ساختمان و یا قسمتی از آن را که مشکوک است صادر کنند.

**۲-۳-۲** آزمایش بارگذاری باید تحت نظر کمیسیون فنی بدوی پس از گذشت حداقل ۸ هفته از زمان اجرای قسمت یا موضع مورد نظر به عمل آید. مگر آنکه طراح و صاحب کار با آزمایش قطعات در سن کمتر موافقت کنند. در صورتیکه اجرای ساختمان توسط پیمانکار یا پیمانکارانی انجام پذیرد تقاضای تقلیل سن آزمایش باید با موافقت آنان همراه باشد.
آزمایش بارگذاری باید بنحوی انجام گیرد که در صورت بروز خرابی، امنیت جانی افراد آزمایش کننده و سالم ماندن تجهیزات تامین شده باشد.

## ❑ ۲-۴ تصویب روشهای خاص طراحی یا اجرا

اگر برای تحلیل و طراحی، ارزیابی ایمنی، یا اجرای سازه‌های موضوع این آیین‌نامه روشهای جدید ابداع و پیشنهاد شوند که کاربرد آنها در این آیین‌نامه پیش‌بینی نشده باشد یا کاملا"

منطبق بر ضوابط این آیین‌نامه به شمار نیاید، ولی اعتبار آنها از طریق توجیه علمی ثابت شده باشد، ابداع کنندگان این روشها می‌توانند از دفتر امور فنی و تدوین معیارهای سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور درخواست کنند که رسیدگی به مساله به یک هیأت فنی متشکل از کارشناسان دفتر و حداقل سه نفر از خبرگان مربوط ارجاع شود.

هیأت فنی پس از بررسی پرونده و در صورت لزوم انجام آزمایشها و تدوین توجیهات نظری، نسبت به قبول یا رد روش پیشنهادی اظهار نظر خواهد کرد و در صورت قبول، محدوده کاربرد و شرایط و ضوابط مربوط را تعیین و ارایه خواهد داد. ضوابط و مقررات اعلام شده بوسیله این هیأت، اعتباری در حد ضوابط این آیین‌نامه خواهند داشت. ارزیابی ایمنی قطعات خاص از طریق آزمایش و بدون انجام محاسبه نیز، مشروط به تصویب روش و شرایط آزمایش بوسیله هیأت فنی، می‌تواند قابل قبول باشد.

# فصل سوم

# مصالح بتن

## ۳-۱ انتخاب و تایید مصالح

### ۳-۱-۱ ملاحظات طراحی

مصالح مصرفی در ساخت بتن باید طوری انتخاب شوند که ضوابط طراحی از نظر ایمنی، عملکرد سازه‌ای، پایایی و شکل ظاهری سازه، با توجه کافی به شرایط محیطی، تامین شوند. درصد مواد زیان‌آور در مواد تشکیل‌دهنده بتن نباید از مقادیر تعیین شده به عنوان حداکثر مجاز تجاوز کنند (به بند ۳-۴-۵ رجوع شود).

### ۳-۱-۲ ویژگیهای مصالح مصرفی

۳-۱-۲-۱ بطور کلی مصالح مصرفی در ساخت بتن باید مطابق ویژگیهای تعیین شده در استانداردهای مربوط به این آیین‌نامه باشند (به بند ۳-۲-۲ رجوع شود). در صورت لزوم باید گواهی تطابق مصالح مصرفی با ویژگیهای استاندارد ارایه شود.

۳-۱-۲-۲ مصالحی را که در فهرست استانداردهای آزمایشها درج نشده‌اند می‌توان در ساخت بتن به کار برد مشروط بر آنکه اثر این نوع مصالح بر ضوابط طراحی به طور کامل مورد بررسی قرار گیرد، اطلاعات کافی و قابل قبول در مورد مناسب بودن این گونه مصالح

در دست باشد، و از کنترل کیفیت اطمینان حاصل شود. تجربه‌های قبلی همراه با نتایج حاصل از آزمایشهای این‌گونه مصالح را باید با توجه به مشخصات خصوصی و نظر دستگاه نظارت در پروژه، منظور داشت. در صورت استفاده از این نوع مصالح باید سوابق مربوط به جزئیات و عملکرد آنها همراه با نقشه‌های اجرا شده نزد کارفرما نگهداری شود.

## ❑ ۳-۲ آزمایشهای مصالح

**۳-۲-۱** دستگاه نظارت می‌تواند علاوه بر آنچه در مدارک مربوط به مشخصات فنی اجرایی پیش‌بینی شده انجام آزمایشهای دیگری را برای هر یک از مصالح مصرفی در ساخت بتن درخواست کند تا از تطابق کیفیت این مصالح با ویژگیهای فنی مقرر اطمینان یابد.

**۳-۲-۲** آزمایشها باید طبق استانداردهای تعیین شده به وسیله دفتر امور فنی و تدوین معیارهای سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور و با رعایت مفاد فصل پنجم به عمل آیند.

**۳-۲-۳** دستگاه نظارت باید تا خاتمه دوره تضمین و حداقل تا یکسال پس از پایان کار هر پروژه، سابقه کامل نتایج آزمایشهای انجام شده روی مصالح را نگهداری و سپس به صاحب کار تحویل دهد. ضبط و نگهداری این اطلاعات بصورت رایانه‌ای برای ساختمانهای مهم الزامی است.

## ❑ ۳-۳ سیمان

**۳-۳-۱** سیمان مصرفی در ساخت قطعات باربر باید با یکی از مشخصات مشروح زیر یا هر استاندارد دیگری که قبلاً" به تایید دستگاه نظارت رسیده مطابقت داشته باشد:

الف- "مشخصات انواع سیمان پرتلند" (دت ۱۰۱).

ب- "مشخصات سیمان‌های پرتلند آمیخته روباره‌ای" (دت ۱۰۲).

پ- "مشخصات سیمان‌های پرتلند آمیخته پوزولانی" (دت ۱۰۳).

ت- "مشخصات سیمان پرتلند آمیخته آهکی" (دت ۱۲۹).

**۳-۳-۲** سیمان مصرفی در کارگاه باید دارای مشخصات سیمانی باشد که در تعیین نسبتهای اختلاط به کار رفته است (به بند ۶-۲ رجوع شود).

## ❑ ۳-۴ سنگدانه‌ها

**۳-۴-۱** سنگدانه‌های مصرفی در بتن، باید دارای چنان کیفیتی باشند که بتوان با آنها بتنی، مقاوم و پایا ساخت.

**۳-۴-۲** سنگدانه‌های مصرفی در ساخت بتن باید با "مشخصات سنگدانه‌های بتن" (دت ۲۰۱) مطابقت داشته باشند.

**۳-۴-۳** سنگدانه‌هایی را که برخی از ویژگی‌های آنها مطابق بند ۳-۴-۲ نباشد ولی آزمایشهای خاص یا سابقه عملکرد واقعی آنها نشان دهد که می‌توان با آنها بتنی با مشخصات مورد نظر بتن تازه و با مقاومت و پایایی کافی به دست آورد، با تایید دستگاه نظارت در ساخت بتن مصرف می‌شود.

**۳-۴-۴** بزرگترین اندازه اسمی سنگدانه‌های درشت نباید از هیچ یک از مقادیر زیر بیشتر باشد.

الف- یک پنجم کوچکترین بعد داخلی قالب بتن.

ب- یک سوم ضخامت دال.

پ- سه چهارم حداقل فاصله آزاد بین میلگردها.

ت- سه چهارم ضخامت پوشش روی میلگرد.

تبصره ۱ - اندازه کوچکترین الکی که حداکثر ده درصد وزنی سنگدانه روی آن باقی بماند، اندازه اسمی سنگدانه نامیده می‌شود.

تبصره ۲ - به کاربردن سنگدانه‌های درشت‌تر از ۳۸ میلیمتر در ساخت بتن آرمه توصیه نمی‌شود، ولی در هیچ حالت اندازه سنگدانه‌ها نباید از ۶۳ میلیمتر تجاوز کند.

### ۳-۴-۵ مواد زیان‌آور در سنگدانه‌ها

#### ۳-۴-۵-۱ کلیات

سنگدانه‌های مصرفی در بتن باید سخت و پایا باشند و مواد زیان‌آور موجود در آنها نباید از مقادیر حداکثر مجاز ذکر شده در بندهای ۳-۴-۵-۲ و ۳-۴-۵-۳ تجاوز کند.

#### ۳-۴-۵-۲ مواد زیان‌آور در سنگدانه‌های ریز

مقدار مواد زیان‌آور موجود در سنگدانه‌های ریز بتن نباید از مقادیر حداکثر مجاز داده شده در جدول ۳-۴-۵-۲ تجاوز کند، و روش آزمایش برای هر یک از مواد زیان‌آور باید مطابق این جدول باشد. همچنین ارزش ماسه‌ای سنگدانه‌های ریز بتن بر اساس دت ۲۳۲ نباید کمتر از ۷۵ درصد باشد.

جدول ۳-۴-۵-۲ حداکثر مقادیر مجاز مواد زیان‌آور در سنگدانه‌های ریز بتن و روشهای آزمایش

| نوع ماده زیان آور | روش آزمایش | حداکثردرصدوزنی مجازدر کل نمونه |
|---|---|---|
| کلوخه‌های رسی و دانه‌های سست | دت ۲۲۱ | ۳ |
| دانه‌های گذشته از الک شماره ۲۰۰ (۰/۰۷۵میلیمتر)<br>- بتن تحت سایش<br>- سایر بتنها | دت ۲۱۸ | ۳*<br>۵* |
| زغال‌سنگ، لیگنیت، یا سایر مصالح سبک:<br>- هنگامی که نمای ظاهری بتن حایز اهمیت است<br>- سایر بتنها | دت ۲۱۹ | ۰/۵<br>۱ |
| میکا | - | ۱ |
| سولفاتها بر حسب ($SO_3^{--}$) | دت ۲۳۰ | ۰/۴** |
| کلریدها بر حسب ($Cl^-$) | دت ۲۳۱ | ۰/۰۴+ |

* در مورد ماسه شکسته، اگر دانه‌های گذشته از الک شماره ۲۰۰ متشکل از پودر سنگ و عاری از رس باشند، میتوان این مقادیر را به ترتیب به ۵ و ۷ درصد افزایش داد. این درصدها بر اساس دانه‌بندی ماسه گذشته از الک ۴/۷۵ میلیمتر (شماره ۴) محاسبه می‌شوند.

** مقدار کل سولفات قابل حل در آب بر حسب $SO_3^{--}$ در مخلوط بتن و با احتساب $SO_3^{--}$ موجود در سیمان، نباید از ۴ درصد بیشتر باشد و بهرحال مقدار کل سولفات موجود نباید از ۵ درصد وزن سیمان تجاوز کند.

+ مقدار کلرید قابل حل در آب در مخلوط بتن، بر حسب درصد وزن سیمان، نباید از مقادیر حداکثر مجاز داده شده در جدول ۶-۳-۳-۶ تجاوز کند.

### ۳-۴-۵-۳ مواد زیان‌آور در سنگدانه‌های درشت

مقدار مواد زیان‌آور موجود در سنگدانه‌های درشت بتن نباید از مقادیر حداکثر مجاز داده شده در جدول ۳-۴-۵-۳ تجاوز کند و روش آزمایش برای هر یک از مواد زیان‌آور باید مطابق این جدول باشد.

جدول ۳-۴-۵-۳ مقادیر حداکثر مجاز مواد زیان‌آور در سنگدانه‌های درشت بتن و روش‌های آزمایش

| نوع ماده زیان‌آور | روش آزمایش | حداکثر درصد وزنی مجاز در کل نمونه |
|---|---|---|
| کلوخه‌های رسی | دت ۲۲۱ | ۰/۲۵ |
| دانه‌های نرم * | دت ۲۲۳ | ۵ |
| چرت به صورت ناخالصی ** | | |
| - در معرض شرایط محیطی شدید | | ۱ |
| - در معرض شرایط محیطی متوسط | | ۳ |
| - در معرض شرایط محیطی ملایم | | ۵ |
| دانه‌های گذشته از الک شماره ۲۰۰ (۰/۰۷۵ میلیمتر) | دت ۲۱۸ | ۱+ |
| زغال سنگ، لیگنیت، یا سایر مصالح سبک : | | |
| - هنگامی که نمای ظاهری بتن حایز اهمیت است. | دت ۲۱۹ | ۰/۵ |
| - سایر بتن‌ها | | ۱ |
| دانه‌های سست شامل مجموع کلوخه‌های رسی، دانه‌های نرم، چرت هوازده، گِلسنگ (شیل) و شیستهای متورق هوازده: | | |
| - بتن نمایان | - | ۳ |
| - بتن تحت سایش | | ۵ |
| - سایر بتن‌ها | | ۷ |
| سولفات‌ها ($SO_3^{--}$) | دت ۲۳۰ | ۰/۴++ |
| کلریدها ($Cl^-$) | دت ۲۳۱ | ۰/۰۲+++ |

* این محدودیت فقط در مواردی حاکم است که نرمی هر یک از دانه‌های درشت به تنهایی با توجه به عملکرد بتن جنبه بحرانی دارد، از قبیل کفهای پر تردد یا سایر مواردی که سختی سطح اهمیتی ویژه دارد.

** این گونه چرت در ۵ سیکل در آزمایش سلامت یا ۵۰ سیکل در آزمایش یخ زدن و آب شدن (صفر تا ۴ درجه سلسیوس) از هم می‌پاشد، یا چگالی آن در حالت اشباع با سطح خشک، از ۲/۳۵ کمتر است. از هم پاشیدن به شکسته یا تکه شدن واقعی بر اساس آزمایشهای عینی اطلاق می‌شود. این محدودیت‌ها فقط در مورد سنگدانه‌هایی حاکم‌اند که چرت به عنوان ناخالصی آنها تلقی شود و در مورد شنهایی که بیشتر از چرت تشکیل یافته‌اند قابل اعمال نیست.

محدودیت‌های مربوط به سلامت سنگدانه‌ها باید بر سوابق بهره‌برداری از آنها در محیط مورد نظر استوار باشد. برای ملاحظه طبقه‌بندی شرایط محیطی به بند ۸-۲-۹-۲ رجوع شود.

+ در مورد دانه‌های شکسته، اگر دانه‌های گذشته از الک شماره ۲۰۰ متشکل از پودر سنگ و عاری از رس باشند، می‌توان این درصد را به ۱/۵ افزایش داد.

++ مقدار کل سولفات قابل حل در آب بر حسب $SO_3^{--}$ در مخلوط بتن و با احتساب $SO_3^{--}$موجود در سیمان، نباید از ۴ درصد بیشتر باشد، و بهرحال مقدار کل سولفات موجود نباید از ۵ درصد وزن سیمان تجاوز کند.

+++ مقدار کلرید قابل حل در آب در مخلوط بتن، بر حسب درصد وزن سیمان، نباید از مقادیر حداکثر مجاز داده شده در جدول ۶-۳-۳-۶ تجاوز کند.

### ۳-۴-۵-۴ سنگدانه‌های پولکی و سوزنی

درصد دانه‌های پولکی و سوزنی در سنگدانه‌های درشت نباید از مقادیر داده شده در جدول ۳-۴-۵-۴ تجاوز کند.

جدول ۳-۴-۵-۴ مقادیر حداکثر مجاز سنگدانه‌های پولکی و سوزنی در سنگدانه‌های درشت

| نوع سنگدانه | روش آزمایش | حداکثر درصد وزنی مجاز |
|---|---|---|
| دانه‌های پولکی: | | |
| سنگدانه‌های مانده روی الک ۶/۳ میلیمتر ( $\frac{۱}{۴}$ اینچ) | دت ۲۲۰ | ۳۰ |
| دانه‌های سوزنی: | | |
| سنگدانه‌های با حداکثر اندازه ۶۳ و یا ۵۰ میلیمتر ( $\frac{۱}{۲}$ ۲ و یا ۲ اینچ) | دت ۲۲۰ | ۳۵ |
| سنگدانه‌های باحداکثراندازه ۳۸ ویا ۲۵ ویا ۱۹ میلیمتر ( $\frac{۱}{۲}$ ۱ و یا ۱ ویا $\frac{۳}{۴}$ اینچ) | دت ۲۲۰ | ۴۰ |
| سنگدانه‌های باحداکثراندازه ۱۲/۵ ویا ۹/۵ میلیمتر ( $\frac{۱}{۲}$ و یا $\frac{۳}{۸}$ اینچ) | دت ۲۲۰ | ۴۵ |

## ☐ ۳-۵ آب

۳-۵-۱ آب مصرفی برای شستشوی سنگدانه‌ها، ساخت و عمل‌آوری بتن باید تمیز و صاف باشد. باید از مصرف آب حاوی مقادیر زیاد از هر نوع ماده از قبیل روغن‌ها، اسیدها، قلیاییها، املاح، مواد قندی، و مواد آلی که قادر به صدمه زدن به بتن یا میلگرد باشد، خودداری کرد. بطور کلی آب آشامیدنی برای مصرف در ساخت و عمل‌آوری بتن رضایت‌بخش تلقی می‌شود. آب غیر آشامیدنی مورد تردید را تنها در صورت مطابقت با بند ۳-۵-۲ می‌توان به کار برد. مواد زیان‌آور در آب مصرفی در بتن نباید از مقادیر حداکثر مجاز داده شده در جدول ۳-۵-۱ تجاوز کند و روش آزمایش برای هر نوع ماده زیان‌آور باید مطابق همین جدول باشد.

**۳-۵-۲** آب غیر آشامیدنی را بشرطی می‌توان در ساختن بتن به کار برد که با ضوابط بندهای ۳-۵-۲-۱ الی ۳-۵-۲-۴ و نیز جدول ۳-۵-۱ مطابقت داشته باشد.

**۳-۵-۲-۱** انتخاب نسبتهای اختلاط بتن باید بر اساس آبی باشد که در کارگاه مورد استفاده قرار می‌گیرد.

جدول ۳-۵-۱ حداکثر مقادیر مجاز مواد زیان‌آور در آب مصرفی بتن و روشهای آزمایش

| نوع ماده زیان‌آور | شرح | روش آزمایش | حداکثرغلظت مجاز (قسمت در میلیون) |
|---|---|---|---|
| ذرات جامد معلق | - بتن آرمه در شرایط محیطی شدید و بتن پیش‌تنیده<br>- بتن آرمه در شرایط محیطی ملایم و بتن بدون آرماتور | دت ۳۰۵ | ۱۰۰۰<br>۲۰۰۰ |
| مواد محلول | - بتن آرمه در شرایط محیطی شدید و بتن پیش‌تنیده<br>- بتن آرمه در شرایط محیطی ملایم<br>- بتن بدون آرماتور و بدون اقلام فلزی مدفون | دت ۳۰۵ | ۱۰۰۰<br>۲۰۰۰<br>۳۵،۰۰۰ |
| کلرید($Cl^-$) | - بتن آرمه در شرایط محیطی شدید، بتن پیش تنیده، و بتن عرشه پلها<br>- سایر موارد بتن آرمه، در شرایط مرطوب، یا دارای مواد آلومینیومی یا فلزات غیر مشابه، یا دارای قالبهای گالوانیزه دایمی<br>- بتن بدون آرماتور و بدون اقلام فلزی مدفون | دت ۳۰۶ | ۵۰۰* <br> <br> <br>۱۰۰۰*<br>۱۰،۰۰۰ |
| سولفات ($SO4^{--}$) | - بتن آرمه و بتن پیش تنیده<br>- بتن بدون آرماتور و بدون اقلام فلزی مدفون | دت ۳۰۷ | ۱۰۰۰*<br>۳۰۰۰** |
| قلیاییها | $(Na_2O + 0.658\ K_2O)$ | دت ۳۰۴ | ۶۰۰ |

* مقدار کل یون کلرید قابل حل در آب در مخلوط بتن، بر حسب درصد وزن سیمان، نباید از مقادیر حداکثر مجاز داده شده در جدول ۶-۳-۳-۶ تجاوز کند.

** مقدار کل سولفات قابل حل در آب بر حسب $SO_3^{--}$ در مخلوط بتن و با احتساب $SO_3^{--}$ موجود در سیمان، نباید از ۴ درصد بیشتر باشد و بهرحال مقدار کل سولفات موجود نباید از ۵ درصد وزن سیمان تجاوز کند. به جدولهای ۶-۳-۳-۳ در مورد بتن در معرض سولفاتها در شرایط گوناگون محیطی رجوع شود.

**۳-۵-۲-۲** مقاومتهای ۷ و ۲۸ روزه آزمونه‌های ملات ساخته شده با آب غیر آشامیدنی مطابق دت ۱۱۹، باید حداقل معادل ۹۰ درصد مقاومتهای نظیر آزمونه‌های مشابه ساخته شده با آب مقطر باشند.

**۳-۵-۲-۳** تعیین زمان گیرش سیمان با آب غیرآشامیدنی باید مطابق دت ۱۱۳ باشد. نتیجه آزمایش نباید بیش از یکساعت زودتر تا ۱/۵ ساعت دیرتر از نتیجه بدست آمده با آب مقطر باشد.

**۳-۵-۲-۴** آزمایش سلامت سیمان با آب غیرآشامیدنی مطابق دت ۱۲۳ صورت می‌گیرد و نتیجه حاصل نباید بیش از میزان مجاز مربوط به آب مقطر باشد.

**۳-۵-۲-۵** آزمایشهای مربوط به این مقایسه‌ها باید در شرایط یکسان، به غیر از نوع آب مصرفی انجام شوند.

**۳-۵-۳** مقدار pH آب مصرفی در بتن نباید از ۵ کمتر و از ۸/۵ بیشتر باشد. در غیر این صورت باید مطابق بندهای ۳-۵-۲-۲ الی ۳-۵-۲-۴ به انجام آزمایشهای لازم اقدام کرد. آزمایش تعیین pH آب باید مطابق دت ۳۰۳ صورت گیرد.

## ❑ ۳-۶ مواد افزودنی

### ۳-۶-۱ تعریف

ماده افزودنی ماده‌ای است به غیر از سیمان پرتلند، سنگدانه، و آب، که به صورت گرد یا مایع، به عنوان یکی از مواد تشکیل‌دهنده بتن و برای اصلاح خواص بتن، کمی قبل از اختلاط یا در حین اختلاط به آن افزوده می‌شود.

مواد افزودنی به دو گروه مواد افزودنی شیمیایی و مواد افزودنی معدنی تقسیم می‌شوند.

### ۳-۶-۲ کلیات

**۳-۶-۲-۱** استفاده از مواد افزودنی در بتن تنها با تصویب قبلی دستگاه نظارت مجاز است.

**۳-۶-۲-۲** عملکرد یا موثر بودن مواد افزودنی باید قبل از مصرف و به کمک نمونه‌های مخلوط بتن مورد تایید قرار گیرد.

**۳-۶-۲-۳** مواد افزودنی باید با مشخصات دت ۴۰۱ تا دت ۴۰۴ و دت ۴۰۸ تا دت ۴۱۰ مطابقت داشته باشند.

**۳-۶-۲-۴** ماده افزودنی باید با سیمان مصرفی سازگار باشد. اگر بیشتر از یک نوع ماده افزودنی به کار رود، باید سازگاری مواد مصرفی با یکدیگر به تایید دستگاه نظارت برسد.

**۳-۶-۲-۵** اندازه‌گیری مواد افزودنی باید بدقت انجام پذیرد. اگر بیش از یک نوع ماده افزودنی به کار رود، اندازه‌گیری هر یک از آنها باید بطور جداگانه صورت گیرد.

۳-۶-۲-۶ هر ماده افزودنی باید همان ترکیب و عملکردی را که در تعیین نسبت‌های اختلاط بتن مطابق بند ۶-۴ داشته در تمام مدت مصرف حفظ نماید.

۳-۶-۲-۷ در ساخت بتن آرمه نباید از کلرید کلسیم استفاده شود و نیز به بند ۶-۳-۳-۶ رجوع شود.

## ۳-۶-۳ افزودنیهای شیمیایی

### ۳-۶-۳-۱ مواد افزودنی حباب‌ساز

الف- تعریف و کاربرد

مواد افزودنی حباب‌ساز موادی هستند که سبب تشکیل حباب‌های بسیار ریز هوا که بطور یکنواخت در حجم بتن یا ملات توزیع شده‌اند، می‌گردند. این حباب‌ها باید پس از سخت شدن بتن یا ملات در آن باقی بمانند.

حباب‌های هوا پایایی بتن را در برابر رطوبت، و یخزدن و آب شدنهای مکرر افزایش می‌دهند و مقاومت بتن را در برابر پوسته‌شدگی سطحی ناشی از یخزداهای شیمیایی زیاد می‌کند.

همچنین با مصرف این مواد کارایی بتن تازه و نفوذناپذیری بتن سخت شده به میزانی قابل توجه بیشتر می‌شود و نیز جدا شدن دانه‌ها و آب انداختن بتن کاهش می‌یابد.

ب- مشخصات

مشخصات مواد افزودنی حباب‌ساز باید با دت ۴۰۲ مطابقت داشته باشد.

### ۳-۶-۳-۲ مواد افزودنی کاهنده آب

الف- تعریف و کاربرد

مـاده افزودنی کاهنده آب به منظور تقلیل مقدار آب مصرفی در شرایط یکسان روانی بتن، یا افزایش روانی بتن در شرایط یکسان میزان آب مصرفی به کار می‌رود. ایـن مـواد بـه دو نـوع کاهنده معمولی و کاهنده قوی آب تقسیم می‌شوند.

ب- مشخصات

مشخصات مواد افزودنی کاهنده معمولی و قوی آب باید با دت ۴۰۱ مطابقت داشته باشند.

### ۳-۶-۳-۳ مواد افزودنی کندگیرکننده

الف- تعریف و کاربرد

ماده افزودنی کندگیرکننده به منظور به تاخیر انداختن گیرش بتن به کار می‌رود و به سه نـوع کندگیرکننده، کندگیرکننده و کاهنده معمولی آب، و کندگیرکننده و کـاهنده قـوی آب تقسـیم می‌شود.

ب- مشخصات

مشخصات مواد افزودنی کندگیرکننده باید با دت ۴۰۱ مطابقت داشته باشد.

### ۳-۶-۳-۴ مواد افزودنی تسریع کننده

الف- تعریف و کاربرد

ماده افزودنی تسریع کننده به منظور تسریع در گیرش بتن، یا تسریع در کسـب مقـاومت بتـن در سن کمتر، یا به هر دو منظور به کار می‌رود و بـه دو نـوع تسـریع‌کننده، و تسـریع‌کننده و کاهنده معمولی آب تقسیم می‌شود.

ب- مشخصات

مشخصات مواد افزودنی تسریع کننده باید با دت ۴۰۱ مطابقت داشته باشد.

پ- کلرید کلسیم

استفاده از کلرید کلسیم به عنوان ماده افزودنی تسریع‌کننده فقط در بتن بدون آرماتور مجاز است. در این صورت مشخصات کلرید کلسیم باید مطابق دت ۴۰۴ باشد. مقدار کلرید کلسیم نباید بیشتر از حد لازم برای حصول نتیجه مورد نظر باشد، و به هر حال این مقدار نباید از ۲ درصد وزنی سیمان تجاوز کند.

### ۳-۶-۳-۵ مواد خمیری‌کننده و روان‌کننده

الف- تعریف و کاربرد

مواد خمیری‌کننده و روان‌کننده به منظور بهبود کارآیی بتن تازه به کار می‌رود. از این مواد برای بهبود خواص مخلوطهای خشن، ساخت بتن قابل پرداخت با ماله‌آهنی، بتن‌ریزی قطعات با تراکم زیادآرماتور، پمپاژ و بتن‌ریزی با لوله استفاده می‌شود. این گروه مواد افزودنی، حباب‌سازها، پوزولانها، سیال‌کننده‌ها و فوق روان‌کننده‌ها را هم شامل می‌شود. با استفاده از فوق روان‌کننده، بتنی فوق‌العاده روان تهیه می‌شود.

ب- مشخصات

مشخصات مواد افزودنی خمیری‌کننده، و فوق روان‌کننده‌ها باید با بندهای ۳-۶-۳-۱ ب، ۳-۶-۴-۲ ت، و مشخصات دت ۴۰۸ مطابقت داشته باشند.

### ۳-۶-۴ افزودنیهای معدنی

این مواد بشکل ذرات بسیار ریز معدنی موجب بهبود برخی از خواص، و یا تامین خواص ویژه‌ای در بتن می‌شوند. افزودنیهای معدنی می‌توانند کارآیی و انسجام بتن تازه و همچنین مقاومت و نفوذناپذیری بتن سخت شده را بهبود بخشیده، و رنگ بتن را نیز تغییر دهند. این مواد به سه گروه زیر تقسیم می‌شوند:

### ۳-۶-۴-۱ افزودنیهای معدنی خنثی و رنگدانه‌ها

این مواد، مانند کوارتز آسیاب شده، معمولاً از طریق واکنش شیمیایی موجب افزایش مقاومت بتن نمی‌شوند. مصرف این افزودنیها، موجب بهبود کارآیی و چسبندگی بتن‌هایی می‌شوند که کمبود مواد ریزدانه دارند. این مواد در بسیاری از موارد الزامات سنگدانه‌های بتن را تامین کرده و از آنها بعنوان سنگدانه در بتن استفاده می‌شود.

رنگدانه‌ها نیز بعنوان مواد افزودنی خنثی، برای تولید بتن رنگی به کار می‌روند.

این ترکیبات معدنی مانند اکسید آهن که برای رنگ‌های قرمز، قهوه‌ای، سیاه و زرد، و اکسید کرم که برای رنگ سبز مورد استفاده قرار می‌گیرند باید در مقابل نور و قلیاییها مقاوم باشند و در واکنشهای آبگیری سیمان دخالت نکنند.

### ۳-۶-۴-۲ پوزولانها

الف- تعریف

پوزولانها عبارتند از مواد سیلیسی یا سیلیسی و آلومینی که خود به تنهایی فاقد ارزش چسبانندگی بوده و یا دارای ارزش چسبانندگی کم هستند، اما به شکل ذرات بسیار ریز در مجاورت رطوبت طی واکنش شیمیایی با هیدروکسید کلسیم در دمای معمولی ترکیبهایی با خاصیت سیمانی به وجود می‌آورند.

ب- کاربرد

مصرف مواد پوزولانی در بتن می‌تواند برای تامین یک یا چند خاصیت مشروح زیر باشد:

- کاهش میزان سیمان
- کاهش سرعت و میزان حرارت حاصل از فرایند آبگیری سیمان
- بهبود کارآیی بتن
- افزایش مقاومت بتن

- افزایش پایایی بتن از طریق کاهش نفوذپذیری

عملکرد پوزولانها برای هر یک از خواص فوق، باید قبل از مصرف مورد تایید قرار گیرد.

پ- انواع

پوزولانها بر دو نوعند:

- پوزولانهای طبیعی خام و یا تکلیس شده که بطور عمده شامل خاکسترهای آتشفشانی است.
- پوزولانهای صنعتی که به طور عمده شامل خاکستر بادی و دوده سیلیسی است.

ت- مشخصات

پوزولانهایی که بعنوان افزودنی معدنی در بتن یا ملات مصرف می‌شوند باید با یکی از مشخصات مشروح زیر یا هر استاندارد دیگری که قبلاً به تایید دستگاه نظارت رسیده، مطابقت داشته باشند:

- انواع پوزولانهای خام‌طبیعی و یا تکلیس شده، و خاکستر بادی مطابق مشخصات دت ۴۰۳
- دوده سیلیسی مطابق مشخصات دت ۴۰۹

**۳-۶-۴-۳ افزودنیهای شبه سیمانی**

این مواد خاصیت پنهان هیدرولیکی دارند و وقتیکه بنحوی مناسب فعال شوند خواص سیمانی پیدا می‌کنند. این افزودنیها فقط در محیط قلیایی با آب واکنشی مشابه سیمان پرتلند نشان می‌دهند و ترکیبات شیمیایی آنها در مقایسه با خاکستر بادی و دیگر مواد پوزولانی بیشتر شبیه سیمانهای معمولی است. متداولترین نوع این مواد روباره آهنگدازی است که مشخصات آن باید با دت ۴۱۰ مطابقت داشته باشد.

### ۳-۶-۵ مواد افزودنی متفرقه

برخی از افزودنیهای متفرقه عبارتند از : مواد ضد رطوبت، کاهنده نفوذپذیری، دوغاب ساز، گازساز و ضدیخ‌ها که برای استفاده از آنها تایید دستگاه نظارت، رعایت مشخصات مربوط و نیز مقررات کلی مواد افزودنی الزامی است.

به هنگام مصرف ضد یخ در بتن، علاوه بر رعایت موارد فوق، ضوابط بتن‌ریزی در هوای سرد باید رعایت شود (به بند ۳-۶-۷ مراجعه شود).

## ❑ ۳-۷ انبار کردن و نگهداری مصالح بتن

**۳-۷-۱** سیمان پرتلند نباید در تماس با رطوبت انبار شود، بلکه باید به صورت خشک نگهداری شود تا از خرابی آن جلوگیری به عمل آید. در مناطق خشک حداکثر می‌توان ۱۲ پاکت سیمان را روی هم انبار کرد، مشروط بر اینکه ارتفاع آنها از ۱/۸ متر تجاوز نکند.

سیمانها باید بر اساس نوع به طور جداگانه در سیلوهای آب‌بندی و هوابندی شده نگهداری شوند. امکان جمع شدن و راکد ماندن سیمان نباید در سیلو وجود داشته باشد.

**۳-۷-۲** سنگدانه‌ها باید طوری انبار شوند که جداشدگی دانه‌ها از یکدیگر در هر توده به حداقل برسد و از آلودگی آنها به مواد زیان‌آور جلوگیری شود. سنگدانه‌ها براساس نوع، اندازه و دانه‌بندی باید جداگانه نگهداری شوند. در شرایطی که حداکثر اندازه سنگدانه‌ها کمتر از ۳۸ میلیمتر باشد، این سنگدانه‌ها باید حداقل به دو گروه سنگدانه‌های ریز و درشت تقسیم شوند. سنگدانه‌های تا حداکثر ۶۳ میلیمتر باید حداقل در سه گروه مجزا تقسیم شوند.

سنگدانه‌ها باید بنحوی مناسب انبار شوند تا از یخ‌زدگی و جمع شدن برف و یخ‌بین دانه‌ها جلوگیری شود و امکان زهکشی فراهم باشد.

در شرایط بتن‌ریزی در مناطق گرمسیر سنگدانه‌ها باید بنحوی مناسب انبار شوند بترتیبی که تا حد امکان از تابش مستقیم اشعه خورشید در امان بوده و دمای سنگدانه‌ها افزایش پیدا نکند.

**۳-۷-۳** مواد افزودنی باید در شرایط مناسب و با رعایت دستورالعمل‌های اعلام شده از سوی سازنده نگهداری شود. برخی مواد افزودنی به دلیل از دست دادن کیفیت خود نباید به مدت طولانی نگهداری شوند. در صورت تردید باید نسبت به انجام آزمایش مطابق مشخصات ماده افزودنی مورد نظر اقدام شود.

**۳-۷-۴** مصالح خراب یا آلوده به مواد زیان‌آور را نباید در ساخت بتن به کار برد.

## ۳-۸ کنترل و بازرسی

بمنظور اطمینان از انطباق ویژگیهای مصالح مصرفی با استانداردها و ضوابط این آیین‌نامه باید حداقل بازرسی‌ها و آزمایش‌ها مطابق جدول شماره ۳-۸ انجام شود.

## جدول ۳-۸ بازرسی و کنترل کیفیت مصالح بتن

| ردیف | نوع مصالح | بازرسی - آزمایش | هدف | دوره بازرسی و آزمایش |
|---|---|---|---|---|
| ۱ | سیمان (۱) | بازرسی اسناد تحویل سیمان به کارگاه | انطباق محموله سیمان با سفارش خرید و کنترل مشخصات کارخانه سیمان (۲) | به ازای هر محموله تحویلی به کارگاه |
| ۲ | سنگدانه‌ها (۳) | بازرسی اسناد تحویل سنگدانه‌ها به کارگاه | انطباق محموله مصالح با سفارش خرید و کنترل مشخصات کارخانه تولیدکننده | به ازای هر محموله تحویلی به کارگاه |
| ۳ | | بازرسی وضعیت ظاهری سنگدانه‌ها | بررسی وضعیت ظاهری از لحاظ اندازه، شکل دانه‌ها و ناخالصی‌های آن | به ازای هر محموله تحویلی به کارگاه |
| ۴ | | آزمایش دانه‌بندی | مقایسه نتایج آزمایش با ضوابط، استاندارد و الزامات مربوط به دانه‌بندی | ۱- اولین محموله از منبع و یا معدن جدید<br>۲- در صورت مشکوک بودن پس از هر بازرسی عینی<br>۳- روزانه یکبار |
| ۵ | | آزمایش تعیین ارزش ماسه‌ای | مقایسه نتایج آزمایش با ضوابط، استانداردها و الزامات مربوطه | مطابق موارد ۱ و ۲ بالا در همین ستون و حداقل هفته‌ای یکبار |
| ۶ | | آزمایش تعیین مواد زیان‌آور | ردیابی مقدار مواد زیان‌آور در سنگدانه‌ها و نوع آنها | مطابق موارد ۱ و ۲ بالا در همین ستون |
| ۷ | | آزمایش تعیین درصد رطوبت | تعیین میزان آب در مخلوط بتن | روزانه یکبار و در موارد لازم (۴) |
| ۸ | | آزمایش وزن مخصوص | اندازه‌گیری وزن واحد حجم | مطابق موارد ۱ و ۲ در همین ستون |

## ادامه جدول ۳-۸ بازرسی و کنترل کیفیت مصالح بتن

| ردیف | نوع مصالح | بازرسی - آزمایش | هدف | دوره بازرسی و آزمایش |
|---|---|---|---|---|
| ۹ | | بازرسی اسناد تحویل مواد به کارگاه و برچسب روی بسته‌بندی‌های و انجام آزمایش‌های استاندارد | اطمینان از انطباق مواد با سفارش خرید و همچنین کنترل علائم و نشانه‌های روی بسته‌بندی‌ها و مقایسه نتایج آزمایشها با ویژگی‌های درج شده در استانداردهای مربوطه | بازای هر محموله وارد شده به کارگاه |
| ۱۰ | افزودنی‌های شیمیایی(۵) | بازرسی و مشاهده وضعیت ظاهری افزودنی‌ها | مقایسه با شرایط ظاهری | برای هر محموله و در موارد لازم به تشخیص دستگاه نظارت |
| ۱۱ | | آزمایش وزن واحد حجم وعدد pH | برای مقایسه با ویژگی اعلام شده توسط تولیدکننده | حداقل هفته‌ای یکبار و در صورت نیاز به تشخیص دستگاه نظارت |
| ۱۲ | افزودنی‌های امولسیونی(۵) | بازرسی اسناد تحویل مواد به کارگاه | اطمینان از انطباق مواد با سفارش خرید و نام کارخانه تولیدکننده مواد به شرح ثبت شده در سفارش | بازای هر محموله وارد شده به کارگاه |
| ۱۳ | | آزمایش وزن واحد حجم | اطمینان از یکنواختی مواد | بازای هر محموله وارد شده به کارگاه |
| ۱۴ | افزونه‌ها (بصورت پودر) (۵) | بازرسی اسناد تحویل مواد به کارگاه | اطمینان از انطباق مواد با سفارش خرید از نظر نوع و کیفیت و نام کارخانه تولیدکننده در ثبت سفارش | بازای هر محموله وارد شده به کارگاه |

**ادامه جدول ۳-۸ بازرسی و کنترل کیفیت مصالح بتن**

| ردیف | نوع مصالح | بازرسی - آزمایش | هدف | دوره بازرسی و آزمایش |
|---|---|---|---|---|
| ۱۵ | آب | آزمایش تجزیه شیمیایی بر اساس استاندارد مربوط | اطمینان از عدم وجود ناخالصی‌های زیان‌آور در آب | فقط وقتی که آب از منابع آب شرب عمومی نبوده و یا وقتی که آب از منابع جدیدی تهیه شده و مورد تردید باشد. |
| ۱۶ | | آزمایش ملات بر اساس استاندارد مربوط | برای مقایسه نتایج حاصل از آزمایش‌های استاندارد با آب مصرفی و آب مقطر | به شرح مورد بالا در همین ستون |

**توضیحات:**

۱- حداقل ماهی یکبار و یا بازای هر ۱۰۰ تن سیمان، هر کدام زودتر اتفاق افتاد، بازای هر نوع سیمان، نمونه‌گیری شده و مورد آزمایش قرار گیرد. در ضمن بازای هر محموله سیمان تحویل شده به کارگاه لازم است حداقل سه کیلوگرم نمونه تهیه و به نحو مناسب علامتگذاری و به مدت ۴ ماه نگهداری شود تا در صورت لزوم مورد آزمایش قرار گیرد.

۲- برای هر محموله وارد شده به کارگاه، مشخصات کارخانه و نوع سیمان باید در برگ تحویل ثبت شده باشد.

۳- برای هر تغییر معدن یا منبع سنگدانه وارد شده به کارگاه باید اطلاعاتی در مورد حداکثر میزان کلرید ($Cl^-$) و سولفات ($SO_3$) قابل حل در آب موجود در مصالح و همچنین قابلیت و حساسیت احتمالی سنگدانه نسبت به واکنش‌زایی قلیایی، مشخص شود.

۴- این آزمایش از سنگدانه‌های انباشته شده در محل تولید بتن و در زمان تهیه بتن انجام می‌شود.

۵- از هر محموله ماده افزودنی وارد شده به کارگاه، باید نمونه‌گیری شده و ضمن نگهداری نمونه‌ها، در صورت لزوم روی آنها آزمایش‌های لازم بعمل آید.

# فصل چهارم

# فـــولاد

## ❑ ۴-۰ علایم اختصاری

$E_s$ = مدول الاستیسیته میلگردهای فولادی، مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع).

$f_{su}$ = مقاومت کششی میلگردهای فولادی، مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع).

$f_y$ = تنش تسلیم میلگردهای فولادی، مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع).

$f_{yk}$ = مقاومت مشخصه میلگردهای فولادی، مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع).

$f_{y,obs}$ = حد الاستیسیته به دست آمده از آزمایش کششی میلگردهای فولادی، مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع).

$f_{ym}$ = میانگین تنش تسلیم ۱۰ نمونه مورد آزمایش موضوع رابطه ۴-۳.

$s_{10}$ = انحراف معیار تنش تسلیم ۱۰ نمونه، موضوع رابطه ۴-۴.

## ❑ ۴-۱ کلیات

هر نوع فولاد به صورت میلگرد یا سیم که به موجب ایـن آیین‌نامـه بعنـوان آرمـاتور در بتـن آرمه به کار رود باید مطابق استانداردهای معتبر تولید شده و دارای بـرگ شناسـایی کارخانـه سازنده باشد.

## ❑ ۴-۲ انواع فولاد

انواع فولادهای مصرفی در بتن آرمه از نظر روش تولید، شکل رویه، جوش‌پذیری و شکل‌پذیری به شرح زیراند:

### ۴-۲-۱ روش تولید

الف- فولاد نورد شده در حالت گرم (گرم نورد شده).

ب- فولاد اصلاح شده در حالت سرد به وسیله عملیات مکانیکی از قبیل پیچاندن، کشیدن، نورد کردن یا گذراندن از حدیده (سرد اصلاح شده).

پ- فولاد ویژه که با عملیاتی مانند گرمایش و آبدادگی سخت شده است (گرم عمل آمده).

### ۴-۲-۲ شکل رویه

الف- میلگرد آجدار

ب- میلگرد ساده

### ۴-۲-۳ جوش‌پذیری

فولاد از نظر جوش‌پذیری به سه رده زیر طبقه‌بندی می‌شود:

الف- فولاد جوش‌پذیر که با تجهیزات و روشهای متداول قابل جوشکاری است.

ب- فولاد جوش پذیر مشروط که در شرایطی معین با تجهیزات و روشهای معین قابل جوشکاری است.

پ- فولاد جوش‌ناپذیر که با وسایل متعارف قابل جوشکاری نیست.

### ۴-۲-۴ شکل‌پذیری

فولاد از نظر شکل‌پذیری به سه رده زیر طبقه‌بندی می‌شود:

الف- فولاد نرم که منحنی تنش-تغییر شکل نسبی آن دارای پله تسلیم مشهود است.

ب- فولاد نیم‌سخت که منحنی تنش- تغییرشکل نسبی آن دارای پله‌تسلیم‌بسیارمحدود است.

پ- فولاد سخت که منحنی تنش- تغییر شکل نسبی آن فاقد پله تسلیم است.

### ۴-۳ قطر اسمی

**۴-۳-۱** آرماتور به صورت کلاف، شاخه و شبکه‌های جوش شده یا بافته شده در کارخانه، برای مصرف عرضه می‌شود و تفکیک میلگردها از هم بر اساس قطر اسمی است.

**۴-۳-۲** قطر اسمی میلگرد ساده قطری است که در برگ شناسایی ذکر می‌شود و معادل قطر دایره هم مساحت با مقطع عرضی نظری میلگرد بر حسب میلیمتر است.

**۴-۳-۳** قطر اسمی، سطح رویه اسمی و سطح مقطع اسمی میلگردهای آجدار بترتیب برابر است با قطر، سطح رویه و سطح مقطع میلگردهای ساده صاف هم وزن آنها.

**۴-۳-۴** در محاسبات وزن، سطح رویه و سطح مقطع میلگرد، قطر اسمی آن و جرم واحد حجم معادل ۷۸۵۰ کیلوگرم در متر مکعب ملاک قرار می‌گیرد.

**۴-۳-۵** قطرهای اسمی میلگردها از ۵ تا ۵۰ میلیمتر با گامهای مختلف، و قطرهای اسمی سیمهای شبکه‌های جوش شده از ۴ تا ۱۲ میلیمتر با گام ۰/۵ میلیمتر می‌باشند.

۴-۳-۶ قطرهای اسمی مرجح مورد مصرف در بتن آرمه بر حسب میلیمتر بشرح زیراند:

۵ ، ۶ ، ۸ ، ۱۰ ، ۱۲ ، ۱۶ ، ۲۰ ، ۲۵ ، ۳۲ ، ۴۰ ، ۵۰

## ❑ ۴-۴ مشخصات مکانیکی

### ۴-۴-۱ تنش تسلیم فولاد، $f_y$ ، و مقاومت مشخصه فولاد، $f_{yk}$

مقاومت مشخصه فولاد بر اساس مقدار تنش تسلیم آن تعیین می‌شود، و معادل مقداری است که حداکثر ۵ درصد مقادیر اندازه‌گیری شده برای حد تسلیم ممکن است کمتر از آن باشد. در مواردی که تنش تسلیم فولاد به وضوح مشخص نباشد مقدار آن معادل تنش نظیر ۰/۲ درصد تغییر شکل نسبی ماندگار اختیار می‌شود.

با آزمایش کششی هر آزمونه باید ثابت شود روابط زیر برقرارند:

$$f_{su} \geq 1.18\ f_{y,obs} \qquad f_{su} \geq 1.25\ f_y \qquad (۴-۱)$$

### ۴-۴-۲ طبقه‌بندی میلگردها

میلگردهای فولادی بر اساس مقاومت مشخصه طبقه‌بندی می‌شوند، طبقه‌بندی میلگردهای مصرفی در بتن آرمه بر حسب نوع فولاد به شرح زیر است:

S220 S300 S350 S400 S500

اعداد بعد از S بیانگر حداقل مقاومت مشخصه میلگرد بر حسب نیوتن بر میلیمتر مربع می‌باشند.

### ۴-۴-۳ آزمایشها

آزمایشهای مختلف روی نمونه‌های میلگردهای فولادی باید با رعایت بندهای ۴-۴-۴ و ۴-۴-۵ مطابق استانداردهای زیر به عمل آیند:

- آزمایش کششی میلگرد (دت ۷۰۱).
- آزمایش تاشدگی به زاویه ۱۸۰ درجه (دت ۷۰۳).
- آزمایش خم‌کردن و باز کردن خم میلگرد (دت ۷۰۳).
- آزمایش کششی بعد از خم کردن و باز کردن خم میلگردها و سیمهای با قطر کمتر از ۹ میلیمتر (دت ۷۰۲).
- آزمایش پیوستگی میلگرد با بتن (دت ۷۰۴) و (دت ۷۰۵).
- آزمایش وصله‌های جوش شده میلگرد (دت ۷۰۶).
- آزمایش خستگی میلگرد (دت ۷۰۷).

تبصره- آزمایش کششی برای تمامی میلگردها و آزمایش خم کردن و باز کردن خم یا آزمایش تاشدگی با زاویه ۱۸۰ درجه برای میلگردهای سرد اصلاح شده الزامی است.

### ۴-۴-۴ نمونه‌برداری

مقاومت و سایر مشخصه‌های میلگردها بر اساس نتایج آزمایش آزمونه‌های بریده شده از آنها تعیین می‌شوند. در هر نمونه‌برداری باید یک نمونه به طول یک متر بریده شود و آزمونه‌ها از این نمونه جدا شوند.

### ۴-۴-۵ تواتر نمونه‌برداری

تعداد و تواتر نمونه‌ها باید طوری باشد که ارزیابی کیفیت کل آرماتور مصرفی ممکن شود. برای این منظور باید از هر پنجاه تن و کسر آن، از هر قطر و هر نوع فولاد حداقل پنج نمونه برداشته شود. در صورت موافقت دستگاه نظارت می‌توان از هر سه بندل پنج تنی میلگردهای مشابه، یک نمونه انتخاب کرد.

### ۴-۴-۶ ضوابط پذیرش میلگردها (یا فولاد)

مقاومت مشخصه فولاد وقتی منطبق بر طبقه مورد نظر و قابل قبول تلقی می‌شود که علاوه بر تامین شرایط بندهای ۴-۴-۱ و ۴-۶ یکی از شرایط زیر هم برآورده شود:

**۴-۴-۶-۱** در میان نتایج آزمایشهای کششی ۵ نمونه، تنش تسلیم هیچکدام از آزمونه‌ها کمتر از مقاومت مشخصه فولاد نباشد.

**۴-۴-۶-۲** در صورت برآورده نشدن بند ۴-۴-۶-۱ باید یک سری دیگر شامل ۵ نمونه مورد آزمایش قرار گیرد. در این صورت نتایج بدست آمده از کل ۱۰ آزمونه باید در رابطه زیر صدق کنند:

$$f_{ym} \geq f_y + 0.6\, s_{10} \qquad (۴-۲)$$

که در آن $f_{ym}$ و $S_{10}$ بشرح زیرند:

$$f_{ym} = \frac{\sum_{i=1}^{10} f_{yi}}{10} = \frac{f_{y1} + f_{y2} + \ldots\ldots\ldots + f_{y10}}{10} \qquad (۴-۳)$$

$$S_{10} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{10} (f_{ym} - f_{yi})^2}{9}} \qquad (۴-۴)$$

در صورت برآورده نشدن شرایط بندهای ۴-۴-۶-۱ و ۴-۴-۶-۲ مقاومت مشخصه فولاد از نظر انطباق با طبقه مورد نظر، قابل قبول نخواهد بود.

## ❑ ۴-۵ تغییر شکلها

### ۴-۵-۱ نمودار تنش- تغییر شکل نسبی

برای سهولت محاسبه می‌توان نمودار واقعی تنش-تغییر شکل نسبی فولاد را با نمودار دو خطی جایگزین کرد. نمودار تنش-تغییر شکل نسبی فولاد در کشش و فشار یکسان در نظر گرفته می‌شود.

### ۴-۵-۲ مدول الاستیسیته

مدول الاستیسیته برای تمامی میلگردهای مصرفی در بتن آرمه برابر با ۲۰۰/۰۰۰ مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع) فرض می‌شود.

### ۴-۵-۳ ضریب انبساط حرارتی

ضریب انبساط حرارتی برای تمامی میلگردهای مصرفی در بتن آرمه معادل $۱\times۱۰^{-۵}$ بازای هر درجه سلسیوس (سانتیگراد) است.

## ❑ ۴-۶ شکل‌پذیری

شکل‌پذیری میلگردها بر اساس آزمایش تاشدگی با زاویه ۱۸۰ درجه با آزمایش خم کردن و باز کردن خم با استفاده از فلکه استاندارد تعیین می‌شود. شکل‌پذیری میلگردها وقتی قابل قبول تلقی می‌شود که ازدیاد طول نسبی گسیختگی در آزمایش کششی از ۸ درصد روی ده برابر قطر و ۱۲ درصد روی پنج برابر قطر میلگرد کمتر نباشد.

## ۴-۷ جوش‌پذیری

جوش‌پذیری میلگردها به نحوه تولید و نیز ترکیب شیمیایی فولاد آنها بستگی دارد. تمامی میلگردهای گرم نورد شده با ترکیب شیمیایی متعارف، دارای جوش‌پذیری مطلوب تلقی می‌شوند. میلگردهای سرد اصلاح شده و گرم عمل آمده، به حرارت جوش حساسیت بسیار دارند و با روشهای معمول جوش‌پذیر نیستند. وصله جوشی این گونه میلگردها با رعایت ضوابطی خاص میسر است.

جوشکاری میلگردها باید مطابق بند ۸-۲-۵-۳ باشد.

## ۴-۸ انبار کردن، نگهداری و کنترل فولاد

۴-۸-۱ میلگردهای فولادی را باید در محلهای تمیز و عاری از رطوبت انبار کرد تا از زنگ‌زدگی و کثیف شدن سطح آنها جلوگیری شود.

۴-۸-۲ میلگردهایی که تا حد پوسته شدن زنگ زده باشند بویژه میلگردهایی که بطور موضعی و عمیق دچار خوردگی شده‌اند، بدون انجام آزمایش و حصول اطمینان از انطباق مشخصه‌های آنها با مشخصه‌های مورد نظر و در نظر گرفتن کاهش احتمالی سطح مقطع، قابل مصرف در بتن آرمه نمی‌باشند.

# فصل پنجم

# استانداردهای مشخصات و آزمایشها

## ۵-۱ کلیات

استانداردهای ذکر شده در این آیین‌نامه که تحت عنوان مشخصات و آزمایشهای سیمان و ملات، سنگدانه‌ها، آب، مواد افزودنی، بتن تازه، بتن سخت شده و فولاد طبقه‌بندی شده‌اند، بوسیله دفتر امور فنی و تدوین معیارهای سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور شماره‌گذاری شده و به این آیین‌نامه پیوست می‌باشند. تا زمانی که این استانداردها به وسیله دفتر امور فنی و تدوین معیارها تدوین و ارایه نشده، یا استفاده از استانداردهای دیگری که در این آیین‌نامه به آن اشاره نگردیده ضرورت داشته باشد به ترتیب از استانداردهای رسمی منتشر شده بوسیله مؤسسه استانداردها و تحقیقات صنعتی ایران، مدارک سازمان بین‌المللی استاندارد (ISO)، یا استانداردهای انجمن آمریکایی برای آزمایش و مصالح (ASTM) ، استفاده خواهد شد.

## ۵-۲ استانداردهای مرتبط با آیین‌نامه

استانداردهای شماری‌گذاری شده توسط دفتر امور فنی و تدوین معیارها بطور خلاصه به شرح جدول ۵-۲ می‌باشد که جزییات تفصیلی آنها در تفسیر فصل پنجم طی جدولهای جداگانه ارایه شده‌اند.

**جدول ۵-۲ استانداردهای مشخصات و روشهای آزمایش مرتبط با آیین‌نامه**

| ردیف | موضوع | استاندارد | شماره دفتر امور فنی و تدوین معیارها (دت) |
|---|---|---|---|
| ۱ | سیمان و ملات | مشخصات | ۱۰۱ الی ۱۰۴ و ۱۲۸ و ۱۲۹ |
| | | آزمایش | ۱۰۵ الی ۱۲۷ |
| ۲ | سنگدانه‌ها | مشخصات | ۲۰۱ الی ۲۰۳ |
| | | آزمایش | ۲۰۴ الی ۲۳۲ |
| ۳ | آب | مشخصات | ۳۰۱ |
| | | آزمایش | ۳۰۲ الی ۳۰۸ |
| ۴ | مواد افزودنی | مشخصات | ۴۰۱ الی ۴۰۴ و ۴۰۸ الی ۴۱۰ |
| | | آزمایش | ۴۰۵ الی ۴۰۷ |
| ۵ | بتن تازه | مشخصات | ۵۰۱، ۵۱۸ ، ۵۱۹ و ۵۲۱ |
| | | آزمایش | ۵۰۲ الی ۵۱۷ و ۵۲۰ |
| ۶ | بتن سخت شده | آزمایش | ۶۰۱ الی ۶۳۲ |
| ۷ | فولاد | آزمایش | ۷۰۱ الی ۷۰۷ |

# فصل ششم

# کیفیت بتن

## ۶-۰ علایم اختصاری

$f_c$ = مقاومت فشاری مشخصه بتن، بر اساس آزمونه‌های استوانه‌ای، مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)

$f_{cm}$ = مقاومت فشاری متوسط بتن، مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)

$x_{1,2,3}$ = مقاومت فشاری نمونه‌های شماره ۱ و ۲ و ۳

$s$ = انحراف استاندارد مقاومت فشاری نمونه‌ها

$\bar{x}_3$ = میانگین مقاومت فشاری سه نمونه

$x_{min}$ = کمترین مقاومت فشاری نمونه‌ها

## ۶-۱ کلیات

۶-۱-۱ کیفیت بتن از نظر مقاومت، پایایی و سایر نیازهای ویژه محیطی باید با ضوابط مندرج در این فصل مطابقت داشته باشد. تطابق ویژگیهای مواد تشکیل‌دهنده بتن با ضوابط مندرج در فصل سوم نیز الزامی است.

۶-۱-۲ تعیین نسبتهای اختلاط بتن در آزمایشگاه باید طوری باشد که مقاومت فشاری متوسط مورد نظر مطابق بند ۶-۴-۱ به دست آید. بتن باید طوری ساخته شود که تعداد آزمونه‌هایی که مقاومتی کمتر از مقاومت متوسط فشاری لازم، مطابق بند ۶-۴-۴ نشان می‌دهند، حداقل باشد.

۶-۱-۳ تمامی ضوابط مربوط به مقاومت فشاری مشخصه بتن بر اساس آزمایش آزمونه‌های استوانه‌ای به ابعاد ۳۰۰×۱۵۰ میلیمتر استوار است. در صورت استفاده از آزمونه‌های مکعبی باید مقاومت آنها به مقاومت نظیر آزمونه‌های استوانه‌ای تبدیل شود.

۶-۱-۴ تهیه و آزمایش آزمونه‌های استوانه‌ای بتن باید مطابق استانداردهای زیر باشد:

۶-۱-۴-۱ "روش نمونه‌برداری از بتن تازه" (دت ۵۰۲) برای نمونه‌برداری

۶-۱-۴-۲ "روش ساختن و عمل آوردن آزمونه بتن در کارگاه" (دت ۵۰۴) برای ساختن آزمونه‌ها.

۶-۱-۴-۳ "روش آزمایش مقاومت فشاری آزمونه‌های استوانه‌ای بتن" (دت ۶۰۲).

۶-۱-۵ مقاومت فشاری مشخصه بتن بر اساس آزمایشهای ۲۸ روزه تعیین می‌شود.

۶-۱-۶ آزمایشهای مقاومت کششی بتن نباید مبنای پذیرش بتن در کارگاه باشد، مگر آنکه در مشخصات فنی خصوصی پروژه از آزمایش مقاومت کششی بعنوان معیاری برای پذیرش بتن، ذکر شده باشد.

۶-۱-۷ دستگاه نظارت باید تا خاتمه دوره تضمین و حداقل یکسال پس از پایان کار هر پروژه، سابقه کامل نتایج آزمایشهای انجام شده روی بتن مصرفی را نگهداری و سپس به صاحب کار تحویل دهد. ضبط و نگهداری این اطلاعات بصورت رایانه‌ای برای ساختمانهای مهم الزامی است.

## ❑ ۶-۲ مبانی تعیین نسبتهای اختلاط بتن

۶-۲-۱ تعیین نسبتهای اختلاط مواد تشکیل‌دهنده بتن باید با شرایط زیر مطابقت داشته باشد:

۶-۲-۱-۱ کارایی و روانی بتن به اندازه کافی باشد تا بتن بتواند به سهولت در قالبها ریخته شود و بخوبی میلگردها را در بر گیرد بدون اینکه جدایی دانه‌ها یا آب انداختن زیاد روی دهد.

۶-۲-۱-۲ مقاومت بتن از نظر پایایی و شرایط ویژه محیطی مطابق بند ۶-۳ باشد.

۶-۲-۲ نسبتهای اختلاط مواد تشکیل‌دهنده بتن بر اساس تجارب کارگاهی و استفاده از مخلوطهای آزمایشی با مصالح مصرفی کارگاه تعیین می‌شوند.

## ❑ ۶-۳ پایایی بتن

### ۶-۳-۱ کلیات

پایایی بتن ساخته شده از سیمان پرتلند به مقاومت آن در برابر عوامل جوی، حملات شیمیایی، سایش و فرسایش و فرآیندهای تخریبی دیگر گفته می‌شود. بتن پایا در شرایط محیطی مورد نظر، شکل، کیفیت و قابلیت بهره‌برداری خود را حفظ می‌کند.

### ۶-۳-۲ عوامل کاهنده پایایی

#### ۶-۳-۲-۱ یخ‌بندانهای متناوب

یخ زدن و آب شدنهای مکرر بتن در مناطق سردسیر باعث تخریب بتن می‌شود. این نوع خرابی در اثر مواد شیمیایی یخ زدا شدت می‌یابد. در این موارد بتن باید با استفاده از مواد افزودنی حباب‌ساز، سنگدانه‌های‌مناسب، نسبت‌آب به‌سیمان‌پایین و نفوذپذیری‌کم‌ساخته‌شود.

#### ۶-۳-۲-۲ عوامل شیمیایی خورنده

استفاده از سیمان مناسب، نسبتهای صحیح اختلاط و ساخت بتن با نفوذپذیری کم مقاومت بتن را در برابر املاح و مواد مضر موجود در خاک و آب افزایش می‌دهد. بتن با کیفیت خوب در برابر اسیدهای ملایم مقاوم است. مقابله با اثر خورنده اسیدهای قوی مستلزم اتخاذ تدابیر ویژه حفاظتی است.

#### ۶-۳-۲-۳ سایش و فرسایش

در بعضی موارد سطح بتن دچار فرسایش می‌شود، و این امر بویژه در کف محوطه‌های صنعتی مشکلاتی را بوجود می‌آورد. در سازه‌های آبی دانه‌های شن و ماسه موجود در آب جاری ممکن است موجب سایش سطوح شود. استفاده از بتن مرغوب، و در موارد حادتر استفاده از سنگدانه‌های بسیار سخت می‌تواند موجب تامین پایایی مناسب برای مقابله با این عوامل شود.

#### ۶-۳-۲-۴ سنگدانه‌های واکنش‌زا

برخی سنگدانه‌ها در اثر واکنش شیمیایی با مواد قلیایی موجود در سیمان پرتلند موجب انبساط و فروپاشی بتن می‌شوند. دقت در انتخاب منابع سنگدانه‌ها، استفاده از سیمان کم قلیا،

و بهره‌گیری از مواد پوزولانی در موارد مناسب می‌تواند مانع بروز این مشکلات شود. به بند ۳-۴-۵ نیز رجوع شود.

### ۶-۳-۲-۵ خوردگی آرماتور

در اثر خوردگی آرماتور ممکن است پکیدن و قلوه کن شدن سطوح بتنی، روی دهد. این پدیده به ویژه در عرشه پلها در مناطق سردسیر، در صورت استفاده از مواد شیمیایی یخ‌زدا، و در سازه‌های بتنی در مناطق گرمسیر و مرطوب، می‌تواند مشکلاتی به بار آورد. در نظر گرفتن پوشش مناسب بتن روی آرماتور، ساخت بتن با نفوذپذیری کم، استفاده از مواد افزودنی شیمیایی و معدنی مناسب و اتخاذ سایر تدابیر حفاظتی ویژه، پایایی بتن را تا حدی زیاد افزایش می‌دهد. اتخاذ تدابیر حفاظتی جدی‌تر در شرایط بسیار مهاجم الزامی است.

## ۶-۳-۳ ضوابط ویژه برای افزایش پایایی در شرایط محیطی مختلف

### ۶-۳-۳-۱ استفاده از مواد حباب ساز

بتنی که احتمال دارد در معرض یخ زدن و آب شدن یا تحت اثر مواد شیمیایی یخ‌زدا قرار گیرد باید با مواد افزودنی حباب ساز ساخته شود. مقدار درصد حباب هوا در بتن تازه باید طبق دت ۵۱۰ اندازه‌گیری شده و مطابق جدول ۶-۳-۳-۱ باشد. در صورتی که مقاومت فشاری مشخصه بتن، از ۳۵ مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع) بیشتر باشد، می‌توان مقادیر درج شده در جدول را به میزان یک درصد کاهش داد.

جدول ۶-۳-۳-۱ مقدار کل حبابهای هوا برای بتن مقاوم در برابر یخ زدن و آب شدن

| حداکثر اندازه اسمی سنگدانه (میلیمتر) | مقدار درصد هوا* در شرایط محیطی | |
|---|---|---|
| | شدید+ | متوسط++ |
| ۹/۵ | ۷/۵ | ۶ |
| ۱۲/۵ | ۷ | ۵/۵ |
| ۱۹ | ۶ | ۵ |
| ۲۵ | ۶ | ۴/۵ |
| ۳۸ | ۵/۵ | ۴/۵ |

* رواداری مقدار هوا در محل مصرف ۱/۵± درصد است.

+ مقصود از شرایط محیطی شدید آن است که بتن، قبل از یخ زدن در تماس تقریبا" مداوم با رطوبت قرار گیرد یا تحت اثر مواد شیمیایی یخزدا باشد مانند: رویه‌های بتنی، عرشه‌های پل، پیاده‌روها و مخازن آب.

++ مقصود از شرایط محیطی متوسط آن است که بتن، قبل از یخ زدن درهوای سرد فقط گاهی در تماس با رطوبت قرار گیرد، یا تحت اثر مواد شیمیایی یخ زدا نباشد. مانند بعضی تیرها و دیوارهای خارجی و نیز دالهایی که در تماس مستقیم با خاک نباشند.

### ۶-۳-۳-۲ محدودیت نسبت آب به سیمان

بتنهایی که در معرض شرایط محیطی مندرج در جدول ۶-۳-۳-۲ قرار می‌گیرند، باید ضوابط مربوط به حداکثر نسبت آب به سیمان و حداقل مقاومت مشخصه جدول یاد شده را تامین نمایند.

جدول ۶-۳-۳-۲ الزامات مربوط به شرایط محیطی ویژه

| شرایط محیطی | حداکثر نسبت آب به سیمان | حداقل مقاومت مشخصه (مگاپاسکال) |
|---|---|---|
| بتن آب بند:<br>الف- در معرض آب شیرین<br>ب- در معرض آب شور یا آب دریا | ۰/۵<br>۰/۴۵ | ۲۵ |
| بتن در معرض یخزدن و آب شدن در شرایط مرطوب، تر و خشک شدن مکرر یا مواد شیمیایی یخزدا | ۰/۴۵ | ۳۰ |
| برای حفاظت در برابر خوردگی در سازه‌های بتن آرمه‌ای که در معرض کلریدهای ناشی از مواد شیمیایی یخ زدا، نمک، آب شور، آب لبشور، آب دریا یا ترشح مواد مزبور قرار دارند. | ۰/۴ | ۳۵ |

### ۶-۳-۳-۳ تدابیر احتیاطی در محیطهای سولفاتی

بتنی که احتمال دارد در محیط سولفاتی قرار گیرد باید با ضوابط جدولهای ۶-۳-۳-۳ مطابقت داشته باشد. در این جدولها رده‌بندی سولفاتها در خاک در شرایط گوناگون محیطی و نیز تدابیر احتیاطی قابل توصیه برای انواع مختلف قطعات بتنی ارایه شده است.

این بتنها باید دارای مقاومت مناسب و نفوذپذیری کم و تا حد امکان فاقد مواد آسیب‌پذیر باشند. برای تامین این منظورها باید:

- برای ساختن بتن، از سیمانهای پرتلند یا سیمانهای پرتلند آمیخته مناسب نظیر سیمانهای پرتلند روباره‌ای، سیمانهای پرتلند آمیخته با پوزولانهای طبیعی یا مصنوعی استفاده شود.
- نسبت آب به سیمان، با استفاده از مواد افزودنی مناسب، نظیر روان‌کننده‌ها و فوق‌روان‌کننده‌ها کاهش داده شود.

- با کاربرد مواد سیلیسی ریزدانه فعال، نظیر دوده سیلیسی (دت ۴۰۹) و خاکستر بادی (دت ۴۰۳)، هیدروکسید حاصل از آبگیری سیمان، تا آنجا که ممکن است به سیلیکات کلسیم تبدیل شود.

- در مناطقی که علاوه بر سولفات آلوده به کلرید می‌باشند، باید در انتخاب نوع سیمان برای اعضا و قطعات بتن آرمه دقت بیشتری به عمل آید. بویژه از کاربرد سیمان پرتلند نوع پنج به تنهایی، که حفاظت ناچیزی در مقابل نفوذ یون کلر به بتن و ممانعت ازخوردگی میلگردها دارد، خودداری گردد.

### ۶-۳-۳-۴ شرایط محیطی خورنده

موقعی که احتمال دارد بتن آرمه در معرض آب دریا، آبهای شور، یا نمکهای یخزدا قرار گیرد علاوه بر ضوابط ذکر شده در جدول ۶-۳-۳-۲ ضوابط بند ۸-۲-۹-۱ در مورد حداقل پوشش هم باید رعایت شوند.

### ۶-۳-۳-۵ سولفاتها در بتن

مقدار کل سولفات قابل حل در آب در مخلوط بتن، بر حسب $SO_3$ نباید از ۴ درصد وزن سیمان بیشتر باشد، و مقدار کل سولفات موجود نباید از ۵ درصد وزن سیمان در مخلوط تجاوز کند. مقدار سولفات موجود در بتن باید بر اساس مجموع مقادیر سولفاتهای موجود در مواد تشکیل‌دهنده بتن محاسبه شود و نیز به جدولهای ۳-۴-۵-۲ ، ۳-۴-۵-۳ و ۳-۵-۱ رجوع شود.

جدول ۶-۳-۳-۳ الف رده‌بندی سولفاتها در خاک و تدابیر احتیاطی توصیه شده برای قطعات پیش‌ساخته

| رده‌بندی سولفاتها در شرایط گوناگون محیطی | | | تدابیری احتیاطی توصیه شده* |
|---|---|---|---|
| شرایط محیطی(۱) | $SO_3$ درآبهای زیرزمینی (ppm) | $SO_3$ در خاک: مقدار کل (٪) | $SO_3$ در خاک: درعصاره ۲ به ۱ **(g/l) | قطعات بتنی پیش‌ساخته (شمعها، قطعات استوانه‌ای، قطعات ساخته شده از بلوک) |
| ملایم | کمتراز ۳۰۰ | کمتراز ۰/۲ | - | تدابیر احتیاطی ویژه‌ای لازم نیست |
| متوسط | ۳۰۰ تا ۱۲۰۰ | ۰/۲ تا ۰/۵ | - | الف- اگر کل سازه بالاتر از سفره آب قرار گیرد، از سیمان نوع ۱ استفاده شود (عیار سیمان نباید کمتر از ۳۱۰ کیلوگرم بر مترمکعب باشد، و نسبت آب به سیمان نباید از ۰/۵ تجاوز کند). |
| | | | | ب- اگر سازه در تماس با سفره آب متغیر قرار گیرد.+ از سیمان نوع ۱ استفاده شود (عیار سیمان نباید کمتر از ۳۳۰ کیلوگرم بر مترمکعب باشد، و نسبت آب به سیمان نباید از ۰/۵ تجاوز کند)، یا از سیمان نوع ۵ استفاده شود (عیار سیمان نباید کمتر از ۲۹۰ کیلوگرم بر مترمکعب باشد، و نسبت آب به سیمان نباید از ۰/۵ تجاوز کند). |
| *** شدید | ۱۲۰۰ تا ۲۵۰۰ | ۰/۵ تا ۱ | ۱/۹ تا ۳/۱ | الف- اگر کل سازه بالاتر از سفره آب قرار گیرد، از سیمان نوع ۱ استفاده شود (عیار سیمان نباید کمتر از ۳۳۰ کیلوگرم بر مترمکعب باشد، و نسبت آب به سیمان نباید از ۰/۵ تجاوز کند). یا از سیمان نوع ۵ استفاده شود (عیار سیمان نباید کمتر از ۲۹۰ کیلوگرم بر مترمکعب باشد، و نسبت آب به سیمان نباید از ۰/۵ تجاوز کند). |
| | | | | ب- اگر سازه در تماس با سفره اب متغیر قرار گیرد، از سیمان نوع ۵ استفاده شود (عیار سیمان نباید کمتر از ۳۳۰ کیلوگرم بر مترمکعب باشد. و نسبت آب به سیمان نباید از ۰/۵ تجاوز کند). |
| بسیار شدید | ۲۵۰۰ تا ۵۰۰۰ | ۱ تا ۲ | ۳/۱ تا ۵/۶ | الف- اگر کل سازه بالاتر از سفره آب قرار گیرد، از سیمان نوع ۵ استفاده شود (عیار سیمان نباید کمتر از ۳۹۰ کیلوگرم بر مترمکعب باشد. و نسبت آب به سیمان نباید از ۰/۴۵ تجاوز کند). |
| | | | | ب- در صورت تماس با سفره اب متغیر، روکشهای فلزی یا پلاستیکی به کار رود، و بتن با استفاده از سیمان نوع ۵ ساخته شود (عیار سیمان نباید کمتر از ۳۷۰ کیلوگرم بر متر مکعب باشد و نسبت آب به سیمان نباید از ۰/۴ تجاوز کند). |
| فوق‌العاده شدید | بیشتر از ۵۰۰۰ | بیشتر از ۲ | بیشتر از ۵/۶ | الف- بالاتر از سفره آب، از سیمان نوع ۵ استفاده شود (عیار سیمان نباید کمتر از ۳۷۰ کیلوگرم بر مترمکعب باشد و نسبت آب به سیمان نباید از ۰/۴ تجاوز کند). |
| | | | | ب- در صورت تماس با سفره آب متغیر، روکشهای فلزی یا پلاستیکی به کار رود، و بتن با استفاده از سیمان نوع ۵ ساخته شود (عیار سیمان باید بیشتر از ۳۷۰ کیلوگرم بر مترمکعب باشد و نسبت آب به سیمان نباید از ۰/۴ تجاوز کند). |

* عیارهای سیمان توصیه شده در این جدول در مواردی مناسبند که کارایی بتن کم باشد (اسلامپ بین ۱۰ تا ۲۵ میلیمتر)

** منظور از عصاره ۲ به ۱، نسبت وزنی خاک به آب ۲ است.

*** سیمانهای پرتلند روباره‌ای مطابق با مشخصات (دت ۱۰۲) یا سیمانهای پرتلند پوزولانی با کمتر از ۲۵ درصد پوزولان را می‌توان جایگزین سیمان نوع ۵ دانست مشروط بر آن که مقدار $SO_3$ از ۱۲۰۰ قسمت در میلیون در آب (یا ۰/۵ درصد در خاک) تجاوز نکند. سیمانهای پرتلند پوزولانی با بیش از ۲۵ درصد پوزولان را تنها در صورتی می‌توان جایگزین سیمان نوع ۵ در نظر گرفت که مقدار $SO_3$ از ۲۵۰۰ قسمت در میلیون در آب (یا ۱ درصد در خاک) تجاوز نکند.

+ اگر سازه در معرض آبهای نفوذی باشد، مشابه سازه‌های در تماس با سفره آب متغیر در نظر گرفته می‌شود.

(۱) برای تعریف شرایط محیطی به بند ۸-۲-۹-۲ رجوع شود.

جدول ۶-۳-۳-۳ ب رده‌بندی سولفاتها در خاک و تدابیر احتیاطی توصیه شده برای شالوده‌های بتنی حجیم.

| رده‌بندی سولفاتها در شرایط گوناگون محیطی | | | تدابیری احتیاطی توصیه شده* |
|---|---|---|---|
| شرایط محیطی(۱) | $SO_3$درآبهای زیرزمینی (ppm) | $SO_3$ در خاک | شالوده‌های بتنی حجیم (شامل سر شمعها) |
| | | مقدار کل (٪) | درعصاره ۲ به ۱ (g/l)** | |
| ملایم | کمتر از ۳۰۰ | کمتر از ۰/۲ | - | الف- اگر کل شالوده‌بالاتراز سفره‌آب باشد، تدابیر احتیاطی ویژه‌ای لازم نیست. |
| | | | | ب- اگر شالوده در تماس با سفره آب متغیر قرار گیرد، از سیمان نوع ۱ استفاده شود (عیار سیمان نباید کمتر از ۳۱۰ کیلوگرم بر مترمکعب باشد و نسبت آب به سیمان نباید از ۰/۵۵ تجاوز کند). |
| متوسط | ۳۰۰ تا ۱۲۰۰ | ۰/۲تا۰/۵ | - | الف- اگر کل شالوده بالاتر از سفره آب قرار گیرد، از سیمان نوع ۱ استفاده شود (عیار سیمان نباید کمتر از ۳۳۰ کیلوگرم بر مترمکعب باشد و نسبت آب به سیمان نباید از ۰/۵ تجاوز کند). |
| | | | | ب- اگر شالوده در تماس با سفره آب متغیر قرار گیرد، از سیمان نوع ۱ استفاده شود (عیار سیمان نباید کمتر از ۳۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب باشد و نسبت آب به سیمان نباید از ۰/۵ تجاوز کند) یا از سیمان نوع ۵ استفاده شود (عیار سیمان نباید کمتر از ۳۱۰ کیلوگرم بر مترمکعب باشد و نسبت آب به سیمان نباید از ۰/۵ تجاوز کند) |
| *** شدید | ۱۲۰۰ تا ۲۵۰۰ | ۰/۵ تا ۱ | ۱/۹ تا ۳/۱ | الف- اگر کل شالوده بالاتر از سفره آب قرار گیرد، از سیمان نوع ۱ استفاده شود (عیار سیمان نباید کمتر از ۳۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب باشد، و نسبت آب به سیمان نباید از ۰/۵ تجاوز کند) یا از سیمان نوع ۵ استفاده شود (عیار سیمان نباید کمتر از ۳۴۰ کیلوگرم برمترمکعب و نسبت آب به سیمان نباید از ۰/۵ تجاوز کند). |
| | | | | ب- اگر شالوده در تماس با سفره آب متغیر قرار گیرد از سیمان نوع ۵ استفاده شود (عیار سیمان نباید کمتر از ۳۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب باشد و نسبت آب به سیمان نباید از ۰/۵ تجاوز کند). |
| بسیار شدید | ۲۵۰۰ تا ۵۰۰۰ | ۱ تا ۲ | ۳/۱ تا ۵/۶ | الف- اگر کل شالوده بالاتر از سفره آب قرار گیرد از سیمان نوع ۱ استفاده شود(عیار سیمان نباید کمتر از ۴۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب باشد و نسبت آب به سیمان نباید از ۰/۴۵ تجاوز کند) یا از سیمان نوع ۵ استفاده شود (عیار سیمان نباید از ۳۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب کمتر باشد و نسبت آب به سیمان نباید از ۰/۴۵ تجاوز کند). |
| | | | | ب- اگر شالوده در تماس با سفره آب متغیر قرار گیرد تعیین کاتیونها ضروری است تا به این وسیله تصمیم لازم از نظر استفاده از سیمان نوع ۵ یا سیمان آمیخته مناسب یا روکش اتخاذ شود. |
| فوق‌العاده شدید | بیشتر از ۵۰۰۰ | بیشتر از ۲ | بیشتر از ۵/۶ | الف- اگر کل شالوده بالاتر از سفره آب قرار گیرد از سیمان نوع ۱ استفاده شود (عیار سیمان نباید کمتر از ۴۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب باشد و نسبت آب به سیمان نباید از ۰/۴ تجاوز کند) یا از سیمان نوع ۵ استفاده شود (عیار سیمان نباید کمتر از ۳۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب باشد و نسبت آب به سیمان نباید از ۰/۴ تجاوز کند). |
| | | | | ب- اگر شالوده در تماس با سفره آب قرار گیرد از سیمان آمیخته مناسب استفاده شود (عیار سیمان نباید کمتر از ۳۹۰ کیلوگرم بر مترمکعب باشد و نسبت آب به سیمان نباید از ۰/۴ تجاوز کند) و نیز با استفاده از آسفالت یا قیرگونی یا روکشهای پلاستیکی محافظتهای لازم به عمل آید. |

*،**،*** به زیرنویس جدول (۶-۳-۳-۳ الف) رجوع شود.

+ در شرایط خاک اسیدی موقعی می‌توان از سیمان نوع ۵ (مقاوم در برابر سولفات) استفاده کرد که مقدار pH کمتر از ۶ نباشد. در این صورت استفاده از مواد افزودنی مجاز نیست.

(۱) برای تعریف شرایط محیطی به بند ۸-۲-۹-۲ رجوع شود.

جدول ۶-۳-۳-۳ پ رده‌بندی سولفاتها در خاک و تدابیر احتیاطی توصیه شده برای مقاطع بتنی نازک.

| رده‌بندی سولفاتها در شرایط گوناگون محیطی | | | تدابیری احتیاطی توصیه شده* |
|---|---|---|---|
| شرایط محیطی(۱) | $SO_3$درآبهای زیرزمینی (ppm) | $SO_3$ در خاک: مقدار کل (٪) | $SO_3$ در خاک: درعصاره ۲ به ۱** (g/l) | مقاطع بتنی نازک در زیرزمینها، آبروها، حفره‌های آدم‌رو |
| ملایم | کمتر از ۳۰۰ | کمتر از ۰/۲ | – | الف- اگر کل سازه بالاتر از سفره آب قرار گیرد، از سیمان نوع ۱ استفاده شود (عیار سیمان نباید کمتر از ۳۱۰ کیلوگرم بر مترمکعب باشد، و نسبت آب به سیمان نباید از ۰/۵۵ تجاوز کند). |
| | | | | ب- اگر سازه تحت اثر فشار آب از بیرون قرارگیرد، از سیمان نوع ۱ استفاده می‌شود (عیار سیمان نبایدکمتر از ۳۵۰ کیلوگرم برمترمکعب باشد و نسبت آب به سیمان نباید از ۰/۵۵ تجاوزکند) یا به طریقی دیگر، از آسفالت یا قیرگونی یا سایر مواد غشاساز می‌توان استفاده کرد. |
| متوسط | ۳۰۰ تا ۱۲۰۰ | ۰/۲تا۰/۵ | – | الف- اگر کل سازه بالاتر از سفره آب قرار گیرد، از سیمان نوع ۱ استفاده شود (عیار سیمان نباید کمتر از ۳۷۰ کیلوگرم بر مترمکعب باشد، و نسبت آب به سیمان نباید از ۰/۵ تجاوز کند). |
| | | | | ب- اگر سازه تحت اثر فشار آب از بیرون قرارگیرد، از سیمان نوع ۱ استفاده می‌شود (عیار سیمان نبایدکمتر از ۳۷۰ کیلوگرم برمترمکعب باشد و نسبت آب به سیمان نباید از ۰/۵ تجاوزکند) یا از سیمان نوع ۵ استفاده شود (عیار سیمان نباید کمتر از ۳۷۰ کیلوگرم برمترمکعب باشد و نسبت آب به سیمان نباید از ۰/۵ تجاوز کند یا به طریقی دیگر، از آسفالت یا قیرگونی یا سایر مواد غشاساز می‌توان استفاده کرد. |
| *** شدید | ۱۲۰۰ تا ۲۵۰۰ | ۰/۵ تا ۱ | ۱/۹ تا ۳/۱ | الف- اگر کل سازه بالاتر از سفره آب قرار گیرد، از سیمان نوع ۱ استفاده شود (عیار سیمان نباید کمتر از ۳۷۰ کیلوگرم بر مترمکعب باشد. و نسبت آب به سیمان نباید از ۰/۵ تجاوز کند). یا از سیمان نوع ۵ استفاده شود (عیار سیمان نباید کمتر از از ۳۷۰ کیلوگرم برمترمکعب باشد و نسبت آب به سیمان نباید از ۰/۵ تجاوز کند). |
| | | | | ب- اگر سازه تحت اثر فشار آب از بیرون قرارگیرد، از سیمان نوع ۵ استفاده می‌شود (عیار سیمان نبایدکمتر از ۳۷۰ کیلوگرم برمترمکعب باشد و نسبت آب به سیمان نباید از ۰/۵ تجاوزکند) یا به طریقی دیگر، از آسفالت یا قیرگونی یا سایر مواد غشاساز می‌توان استفاده کرد. |
| بسیار شدید | ۲۵۰۰ تا ۵۰۰۰ | ۱ تا ۲ | ۳/۱ تا ۵/۶ | الف-اگر کل سازه بالاتر از سفره آب قرار گیرد و خاک همواره خشک باقی بماند، از سیمان نوع ۲ استفاده شود (عیار سیمان نباید کمتر از ۴۰۰ کیلوگرم برمترمکعب باشد و نسبت آب به سیمان نباید از ۰/۴۵ تجاوز کند) یا از سیمان نوع ۵ استفاده شود (عیار سیمان نباید کمتر از ۳۵۰ کیلوگرم بر متر مکعب باشد، و نسبت آب به سیمان نباید از ۰/۴۵ تجاوزکند). |
| | | | | ب- اگر سازه در تماس با سفره آب متغیر قرار گیرد، تعیین کاتیونها ضروری است، تا به این وسیله تصمیم لازم از نظر استفاده از سیمان نوع ۵ ، سیمان آمیخته مناسب، آسفالت،قیرگونی یاسایر مواد غشاساز نفوذ ناپذیر اتخاذ شود. |
| فوق‌العاده شدید | بیشتر از ۵۰۰۰ | بیشتر از ۲ | بیشتر از ۵/۶ | الف-اگر کل سازه بالاتر از سفره آب قرار گیرد و خاک همواره خشک باقی بماند، از سیمان نوع ۱ استفاده شود (عیار سیمان نباید کمتر از ۴۰۰ کیلوگرم برمترمکعب باشد و نسبت آب به سیمان نباید از ۰/۴۵ تجاوز کند) یا از سیمان نوع ۵ استفاده شود (عیار سیمان نباید کمتر از ۳۵۰ کیلوگرم بر متر مکعب باشد، و نسبت آب به سیمان نباید از ۰/۴۵ تجاوزکند. |
| | | | | ب- اگر سازه در تماس با سفره آب متغیر قرار گیرد، از سیمان آمیخته مناسب استفاده شود (عیار سیمان نباید کمتر از ۳۹۰ کیلوگرم برمترمکعب باشد، و نسبت آب به سیمان نباید از ۰/۴ تجاوز کند) و نیز با استفاده از پوششهای آسفالتی یا روکشهای پلاستیکی چسبنده محافظتهای لازم به عمل آید. |

* عیارهای سیمان توصیه شده در این جدول برای مخلوطهایی مناسبند که کارایی آنها متوسط باشد (اسلامپ بین ۵۰ تا ۷۵ میلیمتر)

**،***،+، به زیرنویس جدول (۶-۳-۳-۳ الف) رجوع شود.

(۱) برای تعریف شرایط محیطی به بند ۸-۲-۹-۲ رجوع شود.

جدول ۶-۳-۳-۳ ت رده‌بندی سولفاتها در خاک و تدابیر احتیاطی توصیه شده برای شمعهای بتنی در جا.

| رده‌بندی سولفاتها در شرایط گوناگون محیطی | | | | تدابیری احتیاطی توصیه شده* |
|---|---|---|---|---|
| شرایط محیطی(۱) | $SO_3$درآبهای زیرزمینی (ppm) | $SO_3$ در خاک | | شمعهای بتنی در جا |
| | | مقدار کل (٪) | درعصاره ۲ به ۱** (g/l) | |
| ملایم | کمتر از ۳۰۰ | کمتر از ۰/۲ | – | الف- اگر شمعها به تمامی بالاتر از سفره آب قرار گیرند از سیمان نوع ۱ استفاده می‌شود (عیار سیمان نباید کمتر از ۳۳۰ کیلوگرم برمترمکعب باشد و نسبت آب به سیمان نباید از ۰/۵۵ تجاوزکند).<br>ب- اگر شمعها در تماس با سفره آب متغیر قرار گیرند از سیمان نوع ۱ استفاده شود (عیار سیمان نباید کمتر از ۳۴۰ کیلوگرم برمترمکعب باشد و نسبت آب به سیمان نباید از ۰/۵۵ تجاوز کند). |
| متوسط | ۳۰۰ تا ۱۲۰۰ | ۰/۲تا۰/۵ | – | الف- اگر شمها به تمامی بالاتر از سفره آب قرار گیرند از سیمان نوع ۱ استفاده شود (عیار سیمان نباید کمتر از ۳۷۰ کیلوگرم برمترمکعب باشد و نسبت آب به سیمان نباید از ۰/۵ تجاوز کند)<br>ب- اگر شمعها در تماس با سفره آب متغیر قرارگیرند از سیمان نوع ۱ استفاده شود (عیار سیمان نباید کمتر از ۲۷۰ کیلوگرم برمترمکعب باشد و نسبت‌آب به سیمان نباید از ۰/۵ تجاوز کند) یا از سیمان نوع ۵ استفاده شود (عیار سیمان نباید کمتر از ۳۷۰ کیلوگرم برمترمکعب باشد و نسبت آب به سیمان نباید از ۰/۵ تجاوز کند). |
| *** شدید | ۱۲۰۰ تا ۲۵۰۰ | ۰/۵ تا ۱ | ۱/۹ تا ۳/۱ | الف- اگر شمعها به تمامی بالاتر از سفره آب قرارگیرند از سیمان نوع ۱ استفاده شود (عیار سیمان نباید کمتر از ۳۷۰ کیلوگرم برمترمکعب باشد و نسبت آب به سیمان نباید از ۰/۵ تجاوز کند) یا از سیمان نوع ۵ استفاده شود (عیار سیمان نباید کمتر از ۳۷۰ کیلوگرم برمترمکعب باشد و نسبت آب به سیمان نباید از ۰/۵ تجاوز کند).<br>ب- اگر شمعها در تماس با سفره آب متغیر قرار گیرند از سیمان نوع ۵ استفاده شود (عیار سیمان نباید کمتر از ۳۷۰ کیلوگرم برمترمکعب باشد و نسبت آب به سیمان نباید از ۰/۵ تجاوز کند) فقط در مورد شمعهای باربر انتهایی قابل اعمال است.* |
| بسیار شدید | ۲۵۰۰ تا ۵۰۰۰ | ۱ تا ۲ | ۳/۱ تا ۵/۶ | الف-اگر شمعها به تمامی بالاتر از سفره آب قرارگیرند و خاک همواره از تراوش آب در امان باشد، از سیمان نوع ۱ استفاده شود (عیار سیمان نباید کمتر از ۴۰۰ کیلوگرم برمترمکعب باشد و نسبت آب به سیمان نباید از ۰/۴۵ تجاوز کند) یا از سیمان نوع ۵ استفاده شود (عیار سیمان نباید کمتر از ۳۵۰ کیلوگرم‌بر مترمکعب باشد و نسبت آب به سیمان نباید از ۰/۴۵ تجاوز کند).<br>ب- سولفات به مقدار بیش از ۳۰۰۰ قسمت در میلیون در آبهای زیرزمینی بسیار مهاجم تلقی می‌شود. تدابیر احتیاطی ویژه‌ای لازم است برای مثال، استفاده از سیمان آمیخته مناسب، یا محافظت جدار شمعهای باربر انتهایی با پوششهای غشاساز نوع سیمان مصرفی بستگی به کاتیونها دارد. |
| فوق‌العاده شدید | بیشتر از ۵۰۰۰ | بیشتر از ۲ | بیشتر از ۵/۶ | الف-اگر شمعها به تمامی بالاتر از سفره آب قرار گیرند و خاک همواره از تراوش آب در امان باشد از سیمان نوع ۱ استفاده شود (عیار سیمان نباید کمتر از ۴۰۰ کیلوگرم برمترمکعب باشد و نسبت اب به سیمان نباید از ۰/۴۵ تجاوز کند) یا از سیمان نوع ۵ استفاده شود (عیار سیمان نباید کمتر از ۳۵۰ کیلوگرم برمترمکعب باشدو نسبت آب به سیمان نباید از ۰/۴۵ تجاوز کند).<br>ب- سولفاتهای به مقدار بیش از ۳۰۰۰ قسمت در میلیون در آبهای زیرزمینی بسیار مهاجم تلقی می‌شود تدابیر احتیاطی ویژه‌ای لازم است. برای مثال استفاده از سیمان آمیخته مناسب با محافظت جدار شمعهای باربر انتهایی با پوشش های غشاساز نوع سیمان مصرفی بستگی به کاتیونها دارد. |

* عیارهای سیمان توصیه شده در این جدول در مواردی مناسبند که کارایی بتن نسبتاً زیاد باشد (اسلامپ حدود ۱۰۰ میلیمتر)

**،***،**** به زیرنویس جدول (۶-۳-۳-۳ الف) رجوع شود.

+ حمله سولفات ممکن است موجب پدید آمدن پوسته‌ای نازک روی سطح شمع و در نتیجه کاهش اصطکاک در جداره آن شود. بنابراین تدابیر احتیاطی مذکور در این مورد فقط برای شمعهای باربر انتهایی معتبر است.

(۱) برای تعریف شرایط محیطی به بند ۸-۲-۹-۲ رجوع شود.

### ۶-۳-۳-۶ کلریدها در بتن

بـــه منظور حفاظت میلگرد در برابر خوردگی، حداکثر کلرید قابل حل در آب در بتن سـخت شـــده ۲۸ روزه، ناشـــی از مواد تشکیل‌دهنده بتن یعنی آب، سنگدانه‌ها، مواد سیمانی و مواد افزودنی نباید از مقادیر حداکثر مجاز داده شده در جدول ۶-۳-۳-۶ تجاوز کند.

جدول ۶-۳-۳-۶ حداکثر مجاز یون کلرید از نظر خوردگی

| نوع قطعه بتنی | حداکثر کلرید قابل حل در آب در بتن، درصد نسبت به وزن سیمان |
|---|---|
| بتن پیش تنیده | ۰/۰۶ |
| بتن آرمه‌ای که در زمان بهره‌برداری در معـــرض رطوبت و کلریدها قرار گیرد. | ۰/۱۵ |
| بتن آرمه‌ای که در زمـان بهره‌بـرداری در حـالت خشک باشد یا از رطوبت محافظت شود. | ۱/۰۰ |
| سایر سازه‌های بتن آرمه | ۰/۳۰ |

## ❑ ۶-۴ تعیین نسبتهای اختلاط براساس تجربه کارگاهی و مخلوطهای آزمایشی

### ۶-۴-۱ مقاومت فشاری مشخصه بتن

مقاومت فشاری مشخصه بتن مقاومتی است که حداکثر ۵درصد تمامی مقاومتهای اندازه‌گیری شده برای رده بتن مورد نظر ممکن است کمتر از آن باشد. در عمل، در صورتی بتـــن منطبـق بر مشخصات و قابل قبول تلقی می‌شود که با شرایط بند ۶-۵ مطابقت داشته باشد.

### ۶-۴-۲ رده بندی بتن

رده بندی بتن بر اساس مقاومت مشخصه آن به ترتیب زیر است:

C6 C8 C10 C12 C16 C20 C25 C30 C35 C40 C45 C50

اعداد بعد از C بیانگر مقاومت فشاری مشخصه بتن بر حسب مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع) می‌باشند.

بتنهای رده C16 و بالاتر در بتن آرمه به کار می‌روند، و استفاده از بتن رده C12 در بتن آرمه تنها با داشتن توجیه کافی و با رعایت شرایط لازم مجاز است.

برای بتنهای بالاتر از رده C50 علاوه بر مقررات این بخش، ضوابط ویژه دیگری هم باید رعایت شود.

### ۶-۴-۲-۱ روشهای تعیین نسبتهای اختلاط

الف- برای بتنهای رده C12 و پایین‌تر می‌توان نسبتهای اختلاط را بر اساس تجارب قبلی و بدون مطالعه آزمایشگاهی تعیین کرد.

ب- برای بتنهای رده C25 و پایین‌تر، می‌توان "نسبتهای اختلاط استاندارد" مطابق دفترچه مشخصات فنی عمومی را ملاک قرار داد مشروط بر آنکه مصالح مصرفی استاندارد باشند.

پ- برای بتنهای رده C30 و بالاتر، تعیین نسبتهای بهینه اختلاط باید از طریق مطالعات آزمایشگاهی باشد. این مطالعات ممکن است قبل از شروع عملیات اجرایی توسط طراح انجام پذیرد و نتیجه به دست آمده بعنوان "نسبتهای اختلاط مقرر" در دفترچه مشخصات فنی خصوصی درج شود، یا توسط مجری به انجام رسد و نتیجه به دست آمده به عنوان "نسبتهای اختلاط تعیین شده" به کار رود.

### ۶-۴-۳ انحراف استاندارد

۶-۴-۳-۱ در مواردی که در کارگاه پرونده آزمایشهای مقاومت بتن موجود باشد باید انحراف استاندارد نتایج محاسبه شود.

پرونده مذکور باید دارای شرایط زیر باشد:

الف- نوع مصالح، روش کنترل کیفیت و شرایط مشابه آنچه در اجرای طرح مورد نظر است، در آن مشخص شود. تغییرات در مصالح و نسبتهای اختلاط در پرونده مذکور نباید محدودیتی بیشتر از حدود تعیین شده در طرح مورد نظر داشته باشد.

ب- باید ساخت بتنی را که مقاومت میانگین لازم مطابق بند ۶-۴-۴ را دارد مشخص کند.

پ- باید شامل نتایج آزمایش حداقل ۳۰ نمونه متوالی یا دو گروه نمونه‌های متوالی با مجموع حداقل ۳۰ آزمایش باشد، مگر آن که شرایط بند ۶-۴-۳-۲ تامین شود. نمونه‌های متوالی به نمونه‌هایی گفته می‌شود که فاصله زمانی هر نمونه‌برداری با نمونه‌برداری بعد از آن بیشتر از ۳ شبانه روز نباشد.

**۶-۴-۳-۲** در مواردی که در کارگاه پرونده آزمایشهای مقاومت مطابق بند ۶-۴-۳-۱ موجود نباشد، ولی نتایج ۱۵ تا ۲۹ آزمایش نمونه‌های متوالی در دست باشد می‌توان با ضرب کردن انحراف استاندارد این نتایج در ضریب اصلاح مطابق جدول ۶-۴-۳-۲ ، انحراف استاندارد تقریبی قابل قبولی به دست آورد.

پرونده آزمایشها در صورتی قابل قبول است که شرایط "الف" و "ب" از بند ۶-۴-۳-۱ را برآورده کند، و تنها یک گزارش از آزمایش نمونه‌های متوالی در مدت حداقل ۴۵ روز ارایه دهد.

جدول شماره ۶-۴-۳-۲ ضریب اصلاح انحراف استاندارد

| تعداد آزمایشها * | ضریب اصلاح برای انحراف استاندارد |
|---|---|
| ۱۵ | ۱/۱۶ |
| ۲۰ | ۱/۰۸ |
| ۲۵ | ۱/۰۳ |
| ۳۰ یا بیشتر | ۱/۰۰ |

* برای تعداد آزمایشهای بین مقادیر داده شده، ضریب اصلاح با استفاده از درونیابی خطی محاسبه می‌شود.

## ۶-۴-۴ مقاومت فشاری متوسط لازم

**۶-۴-۴-۱** مقاومت فشاری متوسط لازمی که بعنوان مبنای تعیین نسبتهای اختلاط بتن به کار می‌رود باید با توجه به انحراف استاندارد حاصل از بند ۶-۴-۳ معادل مقدار بزرگتر از بین دو مقدار به دست آمده از روابط زیر باشد:

$$f_{cm} = f_c + 1.34\ s + 1.5 \qquad \text{MPa (N/mm}^2\text{)} \qquad (۱-۶)$$

$$f_{cm} = f_c + 2.33\ s - 4 \qquad \text{MPa (N/mm}^2\text{)} \qquad (۲-۶)$$

**۶-۴-۴-۲** در مواردی که در کارگاه پرونده آزمایشهای مقاومت برای تعیین انحراف استاندارد مطابق بندهای ۶-۴-۳-۱ یا ۶-۴-۳-۲ موجود نباشد، برای تعیین مقاومت فشاری متوسط لازم باید از جدول ۶-۴-۴-۲ استفاده شود. در این صورت تدوین مدارک مربوط به مقاومت متوسط باید مطابق بند ۶-۴-۵ باشد.

جدول ۶-۴-۴-۲ مقاومت فشاری متوسط لازم در حالتی که نتایجی برای تعیین انحراف استاندارد در دسترس نباشند.

| رده بتن | مقاومت فشاری متوسط لازم، مگاپاسکال |
|---|---|
| C12 و پایین‌تر | $f_{cm} = f_c + 6$ |
| C16 | $f_{cm} = f_c + 7.5$ |
| C20 | $f_{cm} = f_c + 8.5$ |
| C25 | $f_{cm} = f_c + 9.5$ |
| C30 و C35 | $f_{cm} = f_c + 10.5$ |
| C40 و بالاتر | $f_{cm} = f_c + 11$ |

### ۶-۴-۵ تدوین مدارک مربوط به مقاومت فشاری متوسط

مجموعه مدارکی که نشان می‌دهند نسبتهای پیشنهادی اختلاط، مقاومت فشاری متوسطی حداقل معادل مقاومت فشاری متوسط لازم را تامین می‌کند می‌تواند مشتمل بر پرونده‌ای از آزمایشهای مقاومت در شرایط کارگاهی یا چند پرونده از آزمایشهای مقاومت یا مخلوطهای آزمایشی آزمایشگاهی باشد.

**۶-۴-۵-۱** پرونده آزمایشهای مقاومت باید معرف مصالح و شرایط مورد انتظار در عمل باشد. تغییرات در مصالح و نسبتهای اختلاط نباید محدودیتی بیشتر از حدود تعیین شده در طرح مورد نظر داشته باشد. به منظور تدوین مدارکی که نشان دهد مخلوط بتن مقاومت متوسط لازم را خواهد داشت، می‌توان پرونده‌ای مشتمل بر حداقل ۱۰ آزمایش متوالی یا ۳۰ آزمایش متفرق را به کار برد مشروط بر آن که این پرونده آزمایشهای انجام شده در مدت حداقل ۴۵ روز را در بر گیرد.

نسبتهای لازم برای اختلاط بتن را می‌توان بر اساس درونیابی خطی بین مقاومتها و نسبتهای اختلاط ذکر شده در حداقل ۲ پرونده آزمایش، مطابق سایر ضوابط این بند به دست آورد.

**۶-۴-۵-۲** در صورتی که در کارگاه پرونده‌های قابل قبول از نتایج آزمایشها موجود نباشد می‌توان نسبتهای اختلاط بتن را بر اساس مخلوطهای آزمایشی آزمایشگاهی و با مراعات شرایط زیر تعیین کرد:

الف- اختلاط مصالح باید همان باشد که در طرح مورد نظر به کار خواهد رفت.

ب- مخلوطهای آزمایشی آزمایشگاهی با نسبتهای اختلاط و روانی لازم برای کار مورد نظر باید حداقل با سه نسبت مختلف آب به سیمان یا سه مقدار سیمان ساخته شوند، بطوریکه محدوده‌ای از مقاومتهای فشاری متوسط لازم را در برگیرند.

پ- مخلوطهای آزمایشی آزمایشگاهی باید طوری طراحی شوند که اختلاف اسلامپ آنها با مقدار حداکثر مجاز اسلامپ در محدوده ۲۰ ± میلیمتر باشد و برای بتن حبابدار، اختلاف مقدار هوا با هوای حداکثر مجاز در محدوده ۰/۵± درصد باشد.

ت- برای هر نسبت آب به سیمان یا هر مقدار سیمان، باید حداقل سه آزمونه مطابق "روش ساختن و عمل آوردن آزمونه‌های بتن در آزمایشگاه" (دت ۵۰۳)، ساخته و عمل آورده شوند. آزمونه‌ها باید در سن ۲۸ روزه یا هر سن دیگری که در طرح برای تعیین مقاومت مشخصه بتن مقرر شده آزمایش شوند.

ث- بعد از حصول نتایج آزمایشهای فشاری آزمونه‌ها باید نموداری رسم کرد که رابطه بین نسبت آب به سیمان یا مقدار سیمان با مقاومت فشاری در زمان آزمایش را نشان دهد.

ج- حداکثر نسبت آب به سیمان یا حداقل مقدار سیمان برای بتن مورد استفاده در طرح، باید نظیر قسمتی از نمودار باشد که بر اساس آن مقاومت فشاری متوسط لازم مطابق بند ۶-۴-۴ تامین شود، مگر آن که با توجه به بند ۶-۳ مقداری کمتر برای نسبت آب به سیمان یا مقداری بیشتر برای عیار سیمان مورد نظر باشد.

### ۶-۴-۶ تقلیل یا افزایش مقاومت فشاری متوسط

۶-۴-۶-۱ بعد از به دست آمدن اطلاعات کافی از نتایج آزمایشهای مقاومت ضمن اجرای سازه، می‌توان مقاومت فشاری متوسط لازم را تقلیل داد، مشروط بر آن که:

الف- نتایج حداقل ۳۰ آزمایش مقاومت موجود باشد و متوسط آنها از مقدار لازم مطابق بند ۶-۴-۴ بیشتر باشد.

ب- ضوابط مربوط به شرایط ویژه محیطی مطابق بند ۶-۳ تامین شود.

**۶-۴-۶-۲** در صورتی که متوسط نتایج حداقل ۳۰ آزمایش مقاومت از مقدار لازم مطابق بند ۶-۴-۴ کمتر باشد باید اقداماتی برای افزایش مقدار متوسط نتایج آزمایشهای بعدی مقاومت صورت گیرد.

## ❑ ۶-۵ ارزیابی و پذیرش بتن

### ۶-۵-۱ پذیرش بتن، تواتر نمونه‌برداری و آزمایش مقاومت

پذیرش بتن در کارگاه بر اساس نتایج آزمایش فشاری نمونه‌های برداشته شده از بتن مصرفی صورت می‌پذیرد. دفعات نمونه‌برداری از بتن باید بنحوی یکنواخت در طول مدت تهیه و مصرف بتن توزیع شوند. نمونه‌ها باید از محل نهایی مصرف برداشته شوند.

**۶-۵-۱-۱** مقصود از هر نمونه‌برداری از بتن، تهیه دو آزمونه از آن است که آزمایش فشاری آنها در سن ۲۸ روزه یا هر سن مقرر شده دیگری انجام می‌پذیرد و متوسط مقاومتهای فشاری به دست آمده به عنوان نتیجه نهایی آزمایش منظور می‌شود. برای ارزیابی کیفیت بتن قبل از موعد مقرر می‌توان یک آزمونه دیگر هم به منظور انجام آزمایش مقاومت فشاری تهیه کرد.

**۶-۵-۱-۲** در صورتی که حجم هر اختلاط بتن بیشتر از یک متر مکعب باشد، تواتر نمونه‌برداری باید به ترتیب زیر باشد:

الف- برای دالها و دیوارها، یک نمونه‌برداری از هر ۳۰ متر مکعب بتن یا ۱۵۰ متر مربع سطح.

ب- برای تیرها و کلافها، در صورتی که جدا از قطعات دیگر بتن‌ریزی می‌شوند، یک نمونه‌برداری از هر ۱۰۰ متر طول.

پ- برای ستونها، یک نمونه‌برداری از هر ۵۰ متر طول.

۶-۵-۱-۳ در صورتی که حجم هر اختلاط بتن کمتر از یک متر مکعب باشد، می‌توان مقادیر مذکور در بند ۶-۵-۱-۲ را به همان نسبت تقلیل داد.

۶-۵-۱-۴ حداقل یک نمونه‌برداری از هر رده بتن در هر روز الزامی است.

۶-۵-۱-۵ حداقل ۶ نمونه‌برداری از کل هر سازه الزامی است.

۶-۵-۱-۶ در صورتی که کل حجم بتن ریخته شده در کارگاه از ۳۰ متر مکعب کمتر باشد می‌توان از نمونه‌برداری و آزمایش مقاومت صرفنظر کرد مشروط بر آن که به تشخیص دستگاه نظارت دلیلی برای رضایت‌بخش بودن کیفیت بتن موجود باشد.

## ۶-۵-۲ ضوابط پذیرش بتن- آزمونه‌های عمل آمده در آزمایشگاه

۶-۵-۲-۱ مشخصات بتن در صورتی منطبق بر رده مورد نظر و قابل قبول تلقی می‌شود که یکی از شرایط زیر برقرار باشد:

الف- در آزمایش سه نمونه برداری متوالی، مقاومت هیچکدام کمتر از مقاومت مشخصه نباشد:

$$X_{1,2,3} \geq f_c \qquad (۶-۳)$$

ب- متوسط مقاومتهای نمونه‌ها حداقل ۱/۵ مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع) بیشتر از مقاومت مشخصه باشد و کوچکترین مقاومت نمونه‌ها از مقاومت مشخصه منهای ۴ مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع) کمتر نباشد:

$$\bar{x}_3 \geq f_c + 1.5 \qquad (۴-۶)$$

$$x_{min} \geq f_c - 4 \qquad (۵-۶)$$

**۶-۵-۲-۲** مشخصات بتن در صورتی غیر قابل قبول است که متوسط مقاومتهای نمونه‌ها از مقاومت مشخصه کمتر باشد یا کوچکترین مقاومت نمونه‌ها از مقاومت مشخصه منهای ۴ مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع) کمتر باشد:

$$x_{min} < f_c - 4 \quad \text{یا} \quad \bar{x}_3 < f_c \qquad (۶-۶)$$

**۶-۵-۲-۳** مشخصات بتنی را که با توجه به شرایط بند ۶-۵-۲-۲ غیر قابل قبول نباشد ولی مطابق شرایط بند ۶-۵-۲-۱ ب قابل قبول هم به شمار نیاید می‌توان به تشخیص طراح بدون بررسی بیشتر، از نظر سازه‌ای قابل قبول تلقی کرد. در صورتی که مشخصات بتن مطابق بند ۶-۵-۲-۲ به هر حال غیر قابل قبول باشد اقداماتی مطابق بند ۶-۶ الزامی است.

**۶-۵-۲-۴** در کنترل شرایط انطباق بتن بر رده مورد نظر، نباید از نتیجه آزمایش هیچکدام از نمونه‌ها صرفنظر شود مگر آن که با دلایل کافی ثابت شود خطای عمده‌ای در نمونه‌برداری، نگهداری، حمل، عمل آوردن، یا آزمایش روی داده است.

## ۶-۵-۳ ضوابط کنترل روش عمل آوردن و محافظت بتن

**۶-۵-۳-۱** دستگاه نظارت می‌تواند برای کنترل کیفیت عمل آوردن و مراقبت بتن در سازه، انجام آزمایشهای مقاومت روی آزمونه‌های عمل آمده و مراقبت شده در شرایط کارگاهی را درخواست کند.

**۶-۵-۳-۲** عمل آوردن آزمونه‌ها در کارگاه باید مطابق (دت ۵۰۴) "روش ساختن و عمل آوردن آزمونه‌های بتنی در کارگاه" باشد.

**۶-۵-۳-۳** آزمونه‌های عمل آمده در کارگاه باید در همان زمان و از همان بتنی نمونه‌برداری شوند که آزمونه‌های عمل آمده در آزمایشگاه تهیه می‌شوند.

**۶-۵-۳-۴** در صورتی روش عمل آوردن و مراقبت بتن رضایت‌بخش تلقی می‌شود که مقاومت فشاری آزمونه‌های کارگاهی در سن مشخص شده برای مقاومت مشخصه حداقل معادل ۰/۸۵ مقاومت نظیر آزمونه‌های عمل آمده در آزمایشگاه یا به اندازه ۴ مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع) بیشتر از مقاومت مشخصه باشد. در غیر این صورت باید اقداماتی برای بهبود روشهای مذکور صورت گیرد.

### ۶-۵-۴ آزمونه‌های آگاهی

در صورتی که آگاهی از کیفیت بتن در موعدهای خاصی مانند زمان باز کردن قالبها و غیره ضرورت داشته باشد علاوه بر آزمونه‌های متعارف ارزیابی مقاومت و روش عمل آوردن و مراقبت بتن (بندهای ۶-۵-۱ و ۶-۵-۳) آزمونه‌هایی از بتن گرفته می‌شوند و در موعدهای مورد نظر تحت آزمایش قرار می‌گیرند. این آزمونه‌ها به آزمونه‌های آگاهی موسومند.

## ❑ ۶-۶ بررسی بتنهای با مقاومت کم

در صورتی که بر اساس آزمایشهای مقاومت آزمونه‌های عمل آمده در آزمایشگاه، مطابق بند ۶-۵ معلوم شود که بتن بر رده مورد نظر منطبق نیست و غیر قابل قبول است، باید تدابیری به شرح زیر برای حصول اطمینان از ظرفیت باربری سازه اتخاذ شود:

**۶-۶-۱** در صورتی که با استفاده از تحلیل موجود سازه و بازبینی طراحی، بتوان ثابت کرد که ظرفیت باربری سازه به ازای مقاومت بتن کمتر از مقدار پیش‌بینی شده هم قابل قبول است نوع بتن از نظر تامین مقاومت سازه قابل قبول تلقی می‌شود.

**۶-۶-۲** در صورتی که شرط بند ۶-۶-۱ برآورده نشود ولی با انجام تحلیل و طراحی مجدد بتوان ثابت کرد که ظرفیت باربری تمامی قسمتهای سازه با فرض وجود بتن با مقاومت کمتر در قسمتهای احتمالی قابل قبول خواهد بود، نوع بتن از نظر تامین مقاومت سازه قابل قبول تلقی می‌شود.

**۶-۶-۳** در صورتی که شرایط بندهای ۶-۶-۱ و ۶-۶-۲ برآورده نشوند لازم است روی مغزه‌های گرفته شده از بتن در قسمتهایی که احتمال وجود بتن با مقاومت کمتر داده می‌شود آزمایش به عمل آید. این آزمایشها باید با روش "آزمایش مغزه‌های مته شده و تیرهای اره شده" (دت ۶۲۵) مطابقت داشته باشند. برای قسمتهایی از سازه که نتایج آزمایشهای آزمونه‌های عمل آمده در آزمایشگاه مربوط به آنها شرایط پذیرش بتن مذکور در بند ۶-۵-۲ را برآورده نکند باید سه مغزه تهیه و آزمایش شود.

**۶-۶-۴** اگر بتن در شرایط بهره‌برداری از ساختمان، خشک باشد باید مغزه‌ها به مدت ۷ روز در هوا با دمای ۱۶ تا ۲۷ درجه سلسیوس و رطوبت نسبی کمتر از ۶۰ درصد خشک شوند و سپس مورد آزمایش قرار گیرند. اگر بتن در شرایط بهره‌برداری از ساختمان، مرطوب یا غرقاب باشد، باید مغزه‌ها به مدت حداقل ۴۰ ساعت در آب غوطه‌ور شوند و سپس به صورت مرطوب مورد آزمایش قرار گیرند.

**۶-۶-۵** در قسمتهایی از سازه که مقاومت بتن از طریق آزمایش مغزه‌ها ارزیابی می‌شود، در صورتی بتن از نظر تامین مقاومت قابل قبول تلقی می‌شود که متوسط مقاومتهای فشاری سه مغزه حداقل برابر ۰/۸۵ مقاومت مشخصه باشد و بعلاوه مقاومت هیچیک از مغزه‌ها از ۰/۷۵ مقاومت مشخصه کمتر نباشد. برای کنترل دقت نتایج می‌توان مغزه‌گیری را تکرار کرد.

**۶-۶-۶** در صورتی که شرایط بند ۶-۶-۵ برآورده نشوند و ظرفیت باربری سازه مورد تردید باقی بماند باید آزمایش بارگذاری مطابق بند ۱۹-۱-۳ روی قسمتهای مشکوک به عمل آید یا اقدامات مقتضی دیگری صورت گیرند.

## ❑ ۶-۷ کنترل و بازرسی

به منظور اطمینان از انطباق خواص و کیفیت بتن با استانداردها و ضوابط آیین‌نامه، حداقل تواتر کنترل و بازرسی باید مطابق جدول شماره ۶-۷ باشد.

## جدول ۶-۷ کنترل و بازرسی مشخصه‌های بتن

| ردیف | نوع آزمایش | نوع بازرسی - آزمایش | هدف | زمان تکرار |
|---|---|---|---|---|
| ۱ | تعیین نسبتها برای طرح اختلاط | آزمایش در ابتدای کار | تامین دلیل آنکه ویژگی‌های مورد نظر در حاشیه ایمنی مناسب حاصل می‌شود | قبل از استفاده از هر مخلوط جدید به شرط آنکه داده‌هایی بر اساس تجربیات بلندمدت در اختیار نباشد |
| ۲ | میزان کلرید در مخلوط | محاسبه بر اساس کلرید موجود در مواد تشکیل‌دهنده بتن | حصول اطمینان از اینکه میزان کلرید از حد مجاز فراتر نمی‌رود | در ابتدای کار و در مواردی که میزان کلرید مواد تغییر کند |
| ۳ | میزان رطوبت در سنگدانه درشت | آزمایش خشک کردن یا معادل آن | اصلاح مقدار آب مورد نیاز | در صورت غیر مداوم بودن به طور روزانه، بسته به شرایط جوی منطقه ممکن است آزمایشهای مورد نیاز کم یا زیاد شوند |
| ۴ | میزان رطوبت سنگدانه‌های ریز | اندازه‌گیری بطور مداوم، آزمایش خشک کردن یا معادل آن | اصلاح مقدار مورد نیاز | مانند ردیف بالای همین ستون |
| ۵ | روانی بتن | بازرسی عینی | برای مقایسه با وضعیت ظاهری مورد نیاز بتن | هر مرتبه ساخت |
| ۶ | | آزمایش روانی | ارزیابی انطباق میزان روانی یا روانی مورد نیاز و کنترل تغییرات احتمالی مقدار آب | ۱-هنگام تهیه‌آزمونه‌برای‌آزمایش‌بتن‌سخت‌شده<br>۲- هنگام آزمایش تعیین میزان هوای بتن<br>۳- در موارد تردید بر اساس مشاهدات عینی |
| ۷ | وزن مخصوص بتن تازه | آزمایش وزن مخصوص | بازرسی پیمانه و مخلوط کردن و کنترل وزن مخصوص بتن سبک یا سنگین | به تعداد دفعات آزمایش مقاومت فشاری |
| ۸ | آزمایش‌مقاومت فشاری آزمونه‌های قالب‌گیری شده | آزمایش مطابق استاندارد | ارزیابی مشخصه‌های مقاومت مخلوط | مطابق بند ۶-۵ آیین‌نامه |

## ادامه جدول ۶-۷ کنترل و بازرسی مشخصه‌های بتن

| ردیف | نوع آزمایش | نوع بازرسی - آزمایش | هدف | زمان تکرار |
|---|---|---|---|---|
| ۹ | وزن مخصوص ظاهری بتن سخت شده سبک یا سنگین | آزمایش مطابق استاندارد | ارزیابی وزن مخصوص | به تعداد دفعات آزمایش مقاومت فشاری |
| ۱۰ | مقدار آب اضافه شده به مخلوط | ثبت مقدار آب اضافه شده | تعیین نسبت آب به سیمان واقعی | هر بار پیمانه و مخلوط کردن |
| ۱۱ | مقدار سیمان بتن تازه | ثبت مقدار سیمان مصرف شده | کنترل مقدار سیمان و تعیین نسبت آب به سیمان واقعی | هر بار پیمانه و مخلوط کردن |
| ۱۲ | مقدار افزونه بتن تازه | ثبت مقدار افزونه مصرف شده | کنترل مقدار افزونه | هر بار پیمانه و مخلوط کردن |
| ۱۳ | نسبت آب به سیمان بتن تازه | با تقسیم‌نمودن جمع ردیف‌های ۳و۴و۹ بر ردیف ۱۰ یا هر روش آزمایش استاندارد توافق شده | ارزیابی نسبت آب به سیمان | روزانه یا بیشتر بر حسب نیاز |
| ۱۴ | مقدار هوای موجود در مخلوط بتن تازه برای بتن‌های با حباب هوا | آزمایش مطابق استاندارد | ارزیابی انطباق مقدار هوا با مقدار هوای مقرر شده | برای مخلوط‌های با حباب هوا<br>۱- اولین پیمانه و حداقل یکبار در روز<br>۲- به دفعات بیشتر متناسب با شرایط تولید و تاثیر عوامل محیطی |
| ۱۵ | یکنواختی | آزمایش از طریق مقایسه مشخصه‌های نمونه‌های برداشته شده از بخشهای مختلف یک مخلوط | ارزیابی یکنواختی مخلوط | در موارد تردید |
| ۱۶ | نفوذپذیری | آزمایش مطابق استاندارد | ارزیابی مقاومت در مقابل نفوذ آب | در ابتدای کار، دوره‌های بعدی بر اساس توافق |
| ۱۷ | سایر مشخصه‌ها | مطابق با آیین‌نامه‌های مربوطه یا بر اساس توافق به عمل آمده | ارزیابی انطباق با مشخصه مورد نیاز | بر اساس توافق به عمل آمده |

# فصل هفتم

# اختلاط بتن و بتن‌ریزی

## ۷-۰ علایم اختصاری

T = دمای متوسط سطح بتن، درجه سلسیوس (سانتیگراد)

## ۷-۱ نیروی انسانی، تجهیزات و آماده‌سازی محل بتن‌ریزی

### ۷-۱-۱ نیروی انسانی

تهیه، کاربرد و کنترل کارهای بتنی باید به افراد صاحب صلاحیتی واگذار شود که از تجربه و دانش کافی برخوردار باشند.

### ۷-۱-۲ تجهیزات و وسایل

الف- تمامی وسایلی که برای مخلوط کردن و انتقال بتن به کار می‌رود باید تمیز باشند.

ب- پیمانه کردن مصالح تشکیل‌دهنده بتن باید تا حد امکان به طریق وزنی انجام گیرد.

پ- رواداری توزین هر یک از اجزای تشکیل‌دهنده بتن ۳ ± درصد است.

ت- رواداری دقت و حساسیت ترازوها و سایر قسمتهای توزین باید ۰/۴± درصد کل ظرفیت دستگاه باشد.

ث- استفاده از روشهای دیگر برای پیمانه کردن مصالح در صورتی مجاز خواهد بود که دقت مقدار مصالح بدست آمده از این روش قابل مقایسه با روش وزنی باشد.

ج- برای توزیع یکنواخت افزودنیهای شیمیایی در حجم بتن باید ضمن استفاده از تجهیزات مناسب، دقتهای لازم بکار گرفته شده و دستورالعمل کارخانه سازنده رعایت شود.

### ۷-۱-۳ آماده‌سازی محل بتن‌ریزی

الف- تمامی مواد زاید از جمله یخ باید از محلهای مورد بتن‌ریزی زدوده شوند.

ب- قالبها باید بنحوی مناسب تمیز و اندود شوند.

پ- مصالح بنایی که در تماس با بتن خواهند بود باید بخوبی خیس شوند.

ت- تمامی میلگردها قبل از بتن‌ریزی باید کاملاً تمیز شده و عاری از پوشش‌های آلاینده باشند.

ث- قبل از ریختن بتن، باید آب اضافه از محل بتن‌ریزی خارج شود، مگر آنکه استفاده از قیف و لوله مخصوص بتن ریزی در آب (تِرمی) مورد نظر باشد و یا دستگاه نظارت آنرا مجاز بداند.

ج- قبل از ریختن بتن جدید روی بتن سخت شده قبلی باید لایه ضعیف احتمالی سطح بتن و هر نوع ماده زاید دیگر زدوده شود.

## ❑ ۷-۲ اختلاط بتن

۷-۲-۱ بتن باید طوری مخلوط شود که تمامی مواد تشکیل‌دهنده آن به صورت همگن در مخلوط‌کن پخش شوند. قبل از پر کردن مجدد، باید مخلوط کن را بطور کامل تخلیه کرد.

**۷-۲-۲** بتن آماده باید مطابق استانداردهای "مشخصات بتن آماده" (دت ۵۰۱) یا "مشخصات بتن تهیه شده از طریق پیمانه کردن حجمی و اختلاط پیوسته" (دت ۵۱۷) مخلوط و تحویل شود.

**۷-۲-۳** بتن مخلوط شده در کارگاه باید مطابق ضوابط زیر تهیه شود:

**۷-۲-۳-۱** اختلاط بتن باید با مخلوط کن مورد تایید دستگاه نظارت انجام گیرد.

**۷-۲-۳-۲** مخلوط کن باید با سرعت توصیه شده از طرف کارخانه سازنده چرخانده شود.

**۷-۲-۳-۳** ترتیب ورود مواد متشکله بتن به مخلوط کن باید متناسب با نوع مخلوط کن و نوع بتن باشد.

**۷-۲-۳-۴** عمل اختلاط باید حداقل تا ۱/۵ دقیقه، پس از ریختن تمامی مواد تشکیل‌دهنده به داخل مخلوط کن ادامه یابد، مگر آن که با آزمایشهای انجام شده بر اساس "مشخصات بتن آماده" (دت ۵۰۱) ثابت شود زمانی کوتاهتر هم می‌تواند قابل قبول باشد.

**۷-۲-۳-۵** نقل و انتقال، پیمانه کردن و اختلاط مصالح بتن باید با ضوابط استاندارد "مشخصات بتن آماده" (دت ۵۰۱) یا "مشخصات بتن تهیه شده از طریق پیمانه کردن حجمی و اختلاط پیوسته" (دت ۵۱۷) مطابقت داشته باشد.

**۷-۲-۳-۶** سابقه کار روزانه باید برای تمامی مخلوطهای تهیه شده بطور تفصیلی و مشتمل بر مشخصات بتن از جمله موارد زیر، نگهداری شود:

الف- نسبتهای به کار رفته برای اختلاط مصالح.

ب- نتایج آزمایشهای بتن تازه.

پ- دمای بتن و دمای محیط در هنگام بتن‌ریزی.

ت- محل نهایی و حجم تقریبی بتن‌های ریخته شده در سازه.

ث- زمان و تاریخ اختلاط و بتن‌ریزی.

**۷-۲-۴** باز آمیختن بتن با آب پس از اتمام اختلاط، ضمن نقل وانتقال یا در محل بتن‌ریزی مجاز نمی‌باشد، مگر در موارد استثنایی و با کسب مجوز از دستگاه نظارت.

## ❑ ۷-۳ انتقال بتن

**۷-۳-۱** انتقال بتن از مخلوط کن تا محل نهایی بتن‌ریزی باید چنان صورت گیرد که از جدا شدن یا از بین رفتن مصالح جلوگیری شود.

**۷-۳-۲** وسایل انتقال بتن باید امکان رساندن بتن به پای کار را طوری تامین کنند که مواد تشکیل‌دهنده جدا نشوند و حالت خمیری بتن بین بتن‌ریزیهای متوالی از دست نرود.

**۷-۳-۳** در انتقال بتن بوسیله پمپ، حداکثر نسبت اندازه سنگدانه‌ها به کوچکترین قطر داخلی لوله انتقال بتن نباید از مقادیر زیر تجاوز کند:

الف- ۰/۳۳ برای سنگدانه‌های تیز گوشه

ب- ۰/۴۰ برای سنگدانه‌های کاملاً گرد گوشه

## ۷-۴ بتن‌ریزی

۷-۴-۱ بتن باید تا حد امکان نزدیک به محل نهایی خود ریخته شود تا از جدایی دانه‌ها در اثر جابجایی مجدد جلوگیری شود.

۷-۴-۲ روند بتن‌ریزی باید طوری باشد که بتن هنگام ریختن و جادادن به حالت خمیری باقی بماند و بتواند به راحتی به فضاهای بین میلگردها راه یابد.

۷-۴-۳ در صورتیکه اسلامپ بتن در موقع تحویل برای مصرف کمتر از میزان مقرر باشد باید از مصرف آن خودداری شود، با این وجود افزودن اسلامپ بتن تا هنگامی که هنوز از مخلوط کن تخلیه نشده، فقط با اجازه دستگاه نظارت و با افزودن دوغاب سیمان با یا بدون مواد افزودنی روان‌کننده میسر می‌باشد مشروط بر اینکه نسبت آب به سیمان از حداکثر مقدار مجاز طرح فراتر نرود.

۷-۴-۴ بتنی که به حالت نیمه سخت درآمده یا به مواد زیان‌آور بیرونی آلوده شده نباید در بتن‌ریزی قطعات سازه‌ای به کار رود.

۷-۴-۵ بتن‌ریزی باید از آغاز تا پایان به صورت عملیاتی سریع و پیوسته در محدوده مرزها یا درزهای از پیش تعیین شده قطعات ادامه یابد. مشخصات درزهای از پیش تعیین شده باید با بند ۹-۸ مطابقت داشته باشد.

۷-۴-۶ سطح بتن ریخته شده بصورت لایه‌های افقی باید تراز باشد.

۷-۴-۷ درزهای اجرایی مورد نیاز باید با ضوابط بند ۹-۸ مطابقت داشته باشند.

۷-۴-۸ بتن باید در طول عملیات بتن‌ریزی با استفاده از وسایل مناسب کاملاً متراکم شود، بطوریکه کاملاً میلگردها و اقلام مدفون را در بر گیرد و قسمتهای داخلی و بخصوص گوشه‌های قالبها را بخوبی پر کند.

۷-۴-۹ ویبراتور در داخل بتن باید بطور منظم و فواصل مشخص بنحوی فرو برده شود که دو قسمت لرزانیده شده، با هم همپوشانی داشته باشند. قسمتی از ویبراتور باید در لایه زیرین که هنوز حالت خمیری دارد، فرو رود.

۷-۴-۱۰ ویبراتور باید تا حد امکان بصورت قائم وارد بتن گردد و به آرامی بیرون کشیده شود تا حباب هوا داخل بتن باقی نماند.

## ❑ ۷-۵ عمل آوردن بتن

### ۷-۵-۱ کلیات

عمل آوردن فرایندی است که طی آن از افت رطوبت بتن جلوگیری و دمای بتن در حدی رضایت‌بخش حفظ می‌شود. عمل آوردن بتن بر ویژگیهای بتن سخت شده از قبیل میزان نفوذپذیری و مقاومت در برابر یخ زدن و آب شدن اثری بسزا دارد. عمل آوردن باید بلافاصله پس از تراکم بتن آغاز شود تا بتن در برابر عوامل زیانبار مورد محافظت قرار گیرد. عمل آوردن بتن از مراقبت و محافظت، یا پروراندن مطابق بندهای زیر تشکیل می‌شود.

۷-۵-۱-۱ مراقبت به مجموعه تدابیری گفته می‌شود که باعث شود سیمان موجود در بتن به مدت کافی مرطوب بماند بطوریکه حداکثر میزان آبگیری آن، چه در لایه‌های سطحی دانه‌ها و چه در حجم آنها میسر باشد.

۷-۵-۱-۲ محافظت به مجموعه تدابیری اطلاق می‌شود که بموجب آنها از اثر نامطلوب عوامل بیرونی مانند شسته شدن بوسیله باران یا آب جاری، اثر بادهای گرم و خشک، سرد شدن سریع یا یخبندان، لرزش و ضربه خوردن بتن جوان جلوگیری شود.

۷-۵-۱-۳ منظور از پروراندن بتن سرعت بخشیدن به گرفتن و سخت شدن آن به کمک حرارت است.

## ۷-۵-۲ روشهای عمل آوردن

برای حفظ رطوبت بتن و نیز در صورت لزوم نگهداری آن در دمایی مساعد می‌توان از یکی از روشهای زیر استفاده کرد:

۷-۵-۲-۱ هر روشی که به تداوم حضور آب اختلاط در بتن در دوره سخت شدن اولیه منجر شود، مانند استفاده از آب پاشی یا پوششهای خیس اشباع شده.

۷-۵-۲-۲ هر روشی که بوسیله آن از کاهش آب اختلاط از طریق پوشاندن یا اندود کردن سطح آن جلوگیری کند، مانند استفاده از نایلون، کاغذهای ضد آب یا کاربرد ترکیبات عمل آورنده غشایی.

۷-۵-۲-۳ هر روشی که به کمک آن کسب مقاومت بتن از طریق دادن گرما یا رطوبت تسریع شود، مانند استفاده از بخار یا قالبهای گرم، مشروط بر آنکه بر ویژگیها و پایایی بتن اثر نامطلوب نداشته باشد.

### ۷-۵-۳ مدت عمل آوردن

مدت عمل آوردن بتن بطور معمول نباید از مقادیر مندرج در جدول ۷-۵-۳ کمتر باشد. این مدت زمان به نوع سیمان، شرایط محیطی و دمای بتن بستگی دارد و طی آن، دمای هیچ قسمت از سطح بتن نباید از ۵ درجه سلسیوس (سانتیگراد) کمتر شود.

### ۷-۵-۴ کنترل کفایت عمل آوردن

کنترل کفایت عمل آوردن بتن باید مطابق بند ۶-۵-۳ باشد.

## ۷-۶ بتن‌ریزی در شرایط ویژه

### ۷-۶-۱ بتن‌ریزی در هوای گرم

۷-۶-۱-۱ هوای گرم هنگام بتن‌ریزی باعث پایین آمدن کیفیت بتن تازه و سخت شده می‌گردد. هوای گرم به دمای زیاد هوا همراه یا بدون باد و رطوبت کم اطلاق می‌شود. این عوامل باعث تبخیر سریع آب، افزایش سرعت آبگیری سیمان، کاهش کارایی بتن تازه و تسریع گیرش آن می‌شوند که می‌تواند موجب کاهش مقاومت نهایی بتن گردند. هوای گرم همچنین باعث ایجاد مشکلاتی در بتن ریزی و متراکم کردن آن و تشدید جمع‌شدگی خمیری می‌شود و موجب ترک در بتن جوان می‌گردد.

جدول ۷-۵-۳ حداقل زمان عمل آوردن بتن

| نوع سیمان | شرایط محیطی پس از ریختن بتن در قالب* | دمای متوسط سطح بتن ** | | |
|---|---|---|---|---|
| | | ۵ تا ۱۰ درجه سلسیوس | بالاتر از ۱۰ درجه سلسیوس | هر دمایی بین ۵ تا ۲۵ درجه سلسیوس |
| نوع ۱و۲و۳و۵ | متوسط | ۴ روز | ۳ روز | $\frac{۶۰}{T+۱۰}$ روز |
| | ضعیف | ۶ روز | ۴ روز | $\frac{۸۰}{T+۱۰}$ روز |
| همه سیمانها به جز نوع ۱و۲و۳و۵ و همه سیمانهای حاوی مواد پوزولانی یا روباره‌ای | متوسط | | | |
| | ضعیف | ۱۰ روز | ۷ روز | $\frac{۱۴۰}{T+۱۰}$ روز |
| همه سیمانها | خوب | اقدامی خاص ضرورت ندارد | | |

* شرایط محیطی مندرج در این ستون به شرح زیر تعریف می‌شوند:
خوب: محیط مرطوب و محافظت شده (رطوبت نسبی بیشتر از ۸۰ درصد و محافظت شده در برابر تابش مستقیم خورشید و باد).
ضعیف: محیط خشک و محافظت نشده (رطوبت نسبی کمتر از ۵۰ درصد و محافظت نشده در برابر تابش مستقیم خورشید و باد).
متوسط: شرایطی بین دو حد خوب و ضعیف.
** درصورتیکه دمای سطح بتن اندازه‌گیری یا محاسبه نشود، می‌توان آنرا معادل دمای هوای مجاور سطح بتن فرض کرد.

**۷-۶-۱-۲** حداکثر جذب آب سنگدانه‌های مصرفی در بتن، بر اساس دت ۲۱۰ و دت ۲۱۱، برای سنگدانه‌های درشت به ۲/۵ درصد و برای سنگدانه‌های ریز به ۳ درصد محدود می‌شود.

**۷-۶-۱-۳** دمای بتن در هنگام بتن‌ریزی نباید بیش از ۳۲ درجه سلسیوس (سانتیگراد) برای بتن معمولی و ۱۵ درجه سلسیوس (سانتیگراد) برای بتن حجیم باشد. بتن‌ریزی در هوای گرم باید با فراهم کردن شرایط مناسب، اتخاذ تدابیر لازم و تایید دستگاه نظارت صورت گیرد.

۷-۶-۱-۴ اختلاف دما در نقاط مختلف بتن، ناشی از گرمای هوا و گرمای آبگیری، تنشهای در بتن ایجاد می‌کند که باید در محاسبه منظور شود.

۷-۶-۱-۵ برای کاهش دمای بتن بر حسب مورد کاربرد روشهای زیر الزامی است:

الف- برنامه‌ریزی مناسب و دقیق برای زمانهای شروع مراحل ساخت بتن و بتن‌ریزی.

ب- تنظیم زمان بتن‌ریزی در هنگام خنک بودن هوا.

پ- بکار بردن سیمانهای مناسب با حرارت زایی کم یا جایگزین کردن مقداری از سیمان با مواد پوزولانی یا استفاده از سیمان پرتلند پوزولانی یا روباره‌ای و استفاده از طرح اختلاط مناسب به منظور احتراز از مصرف سیمان زیاد.

ت- عدم استفاده از سیمان با دمای بیش از ۷۵ درجه سلسیوس (سانتیگراد).

ث- پایین نگهداشتن دمای سیمان با نگهداری سیمان در سیلوهای عایق‌بندی شده و یا رنگ‌آمیزی شده به رنگ سفید.

ج- کاهش دمای سنگدانه‌ها با انبار کردن آنها در سایه یا آب‌پاشی یا دمیدن هوای سرد به آنها.

چ- خنک کردن آب مصرفی و یا جایگزینی بخشی از آن با یخ خرد شده یا یخ پولکی.

ح- عایق کردن منابع و لوله‌های تامین آب و یا رنگ‌آمیزی به رنگ سفید برای قسمتهایی که در برابر تابش مستقیم آفتاب قرار می‌گیرند.

خ- نگهداری ابزار و ماشین آلات تهیه و حمل مخلوط بتن در سایه و یا آب‌پاشی آنها.

د- عایق کردن مخلوط‌کن‌ها یا پاشیدن آب سرد یا دمیدن هوای سرد به آنها یا رنگ‌آمیزی آنها به رنگ سفید.

۷-۶-۱-۶ میلگردها، اجزای توکار و قالبهای با دمای بیش از ۵۰ درجه سلسیوس (سانتیگراد) باید بلافاصله قبل از بتن‌ریزی آب‌پاشی شوند و آب اضافی کاملاً جمع‌آوری گردد.

۷-۶-۱-۷ به منظور جلوگیری از ایجاد ترک، باید تدابیر زیر برای جلوگیری از کاهش رطوبت و افزایش دمای بتن پس از بتن‌ریزی اتخاذ شود :

- حفظ بتن از جریان باد و تابش آفتاب توسط بادشکن و سایبان.
- جلوگیری از تبخیر آب بتن با آب‌پاشی بتن و هوای مجاور آن.
- در سازه‌هایی که ترک خوردن بتن بطور کلی غیرقابل قبول باشد، لازم است تدابیر احتیاطی ویژه‌ای اتخاذ گردد.

۷-۶-۱-۸ عمل آوردن بتن طبق بند ۷-۵ ، الزامی است، ضمن آنکه روش آب‌پاشی برای عمل‌آوری بتن ترجیح داده می‌شود. در سطوح افقی می‌توان از ترکیبات غشایی عمل آورنده مورد تایید دستگاه نظارت استفاده نمود.

۷-۶-۱-۹ علاوه بر تامین شرایط زمانی جدول ۷-۵-۳ مدت عمل آوردن بتن از ۷ روز کمتر نباشد.

### ۷-۶-۲ بتن‌ریزی در مناطق ساحلی خلیج فارس و دریای عمان

در مناطق ساحلی خلیج فارس و دریای عمان ضمن رعایت ضوابط بتن‌ریزی در هوای گرم (موضوع بند ۷-۶-۱) موارد زیر نیز باید مراعات شوند.

۷-۶-۲-۱ مصالح مناسب به شرح فوق انتخاب و نسبتهای اختلاط چنان تعیین گردند که از مصرف سیمان زیاد احتراز شده و نسبت آب به سیمان و نفوذپذیری کاهش یابند.

۷-۶-۲-۲ از سیمان مناسب با گرمازایی کم، سیمان پرتلند نوع ۲ و یا نوع ۱ با پوزولان و یا سیمانهای پرتلند آمیخته پوزولانی یا روباره‌ای و یا سایر سیمانهای پوزولانی استفاده شود. مقدار پوزولان بستگی به نوع آن و موقعیت محیطی سازه دارد.

۷-۶-۲-۳ حداقل مقدار سیمان ۳۵۰ کیلوگرم در متر مکعب بتن و حداکثر آن ۴۵۰ کیلوگرم در متر مکعب بتن می‌باشد.

۷-۶-۲-۴ مقدار کلریدهای آب مصرفی باید کمتر از ۵۰۰ قسمت در میلیون باشد. سایر خصوصیات آب مصرفی باید با جدول ۳-۵-۱ مطابقت داشته باشد. میزان کل کلرید قابل حل در آب در بتن سخت شده ۲۸ روزه، ناشی از تمامی مواد تشکیل دهنده بتن نباید از مقادیر جدول ۶-۳-۳-۶ تجاوز نماید.

۷-۶-۲-۵ استفاده از آب نمکدار بویژه آب دریا برای شستشوی سنگدانه‌ها، تهیه و عمل‌آوردن بتن مجاز نمی‌باشد.

۷-۶-۲-۶ حداکثر نسبت آب به مواد سیمانی (سیمان بعلاوه مواد پوزولانی و یا روباره‌ای) ۰/۴ باشد.

۷-۶-۲-۷ سنگدانه‌های مصرفی بویژه سنگدانه‌های ریز باید بنحوی مناسب شسته و تمیز شوند تا با مقادیر مندرج در جداول ۳-۴-۵-۲ و ۳-۴-۵-۳ مطابقت داشته باشند.

۷-۶-۲-۸ حداکثر جذب آب سنگدانه‌های مصرفی در بتن، بر اساس دت ۲۱۰ و دت ۲۱۱، برای سنگدانه‌های درشت به ۲/۵ درصد و برای سنگدانه‌های ریز به ۳ درصد محدود می‌شود.

۷-۶-۲-۹ برای کاهش نفوذپذیری بتن، مخلوط بتن تازه باید از تراکم کافی برخوردار باشد و برای تامین این منظور از افزودنیهای کاهنده قوی آب استفاده شود.

۷-۶-۲-۱۰ در صورت استفاده از مواد افزودنی شیمیایی، پوزولانها و مواد افزودنی شبه سیمانی این مواد باید با مشخصات بند ۳-۶ مطابقت داشته باشند. استفاده از مواد افزودنی باید با تایید دستگاه نظارت باشد.

۷-۶-۲-۱۱ نحوه نگهداری و انبار کردن میلگردها باید بصورتی باشد تا از آلوده شدن آنها به مواد زیان‌آور جلوگیری شود.

۷-۶-۲-۱۲ مصرف میلگردهای آلوده به مواد یا املاح زیان‌آور (مانند کلر یا سولفات) و میلگردهایی که تا حد پوسته شدن زنگ زده باشند، مجاز نیست.

۷-۶-۲-۱۳ سیمهایی که برای بستن یا نگهداری آرماتورها در محل، به کار می‌روند باید بطرف داخل قالب خم شوند تا از میزان پوشش بتن روی آرماتور کاسته نشود.

۷-۶-۲-۱۴ پوشش بتنی میلگردها باید مطابق جدول ۸-۲-۹-۱ ، شرایط محیطی فوق‌العاده شدید، باشد.

۷-۶-۲-۱۵ الزامات عمل‌آوردن بتن تازه به شرح بندهای ۷-۶-۱-۷ تا ۷-۶-۱-۹ رعایت شوند.

### ۷-۶-۳ بتن‌ریزی در هوای سرد

۷-۶-۳-۱ هوای سرد به وضعیتی اطلاق می‌گردد که برای سه روز متوالی شرایط زیر برقرار باشد :

الف- دمای متوسط هوا در شبانه‌روز کمتر از ۵ درجه سلسیوس (سانتیگراد) باشد (دمای متوسط روزانه میانگین حداکثر و حداقل دمای هوا در فاصله زمانی نیمه شب تا نیمه روز است).

ب- دمای هوا برای بیشتر از نصف روز از ۱۰ درجه سلسیوس (سانتیگراد) زیادتر نباشد.

### ۷-۶-۳-۲ تدابیر احتیاطی

- در بتن‌ریزی در هوای سرد باید دقت لازم در انتخاب مصالح مصرفی، طرح اختلاط بتن، شرایط اختلاط، حمل، ریختن و عمل آوردن بتن صورت گیرد تا اطمینان حاصل شود که بتن تازه ریخته شده دچار یخ‌زدگی نگردد و بتن سخت شده نیز دارای کیفیت لازم باشد.

- دمای بتن در طول مدت بتن ریزی و عمل‌آوردن باید ثبت گردد تا اطمینان حاصل شود که محدوده توصیه شده در این آیین‌نامه حفظ شده باشد.

- دمای بتن باید حداقل دوبار در شبانه‌روز در نقاط مختلف سازه ثبت گردد تا از وضعیت نگهداری بتن اطمینان کافی حاصل شود.

- گوشه‌ها و لبه‌های بتن در مقابل یخ زدن آسیب‌پذیرند، بنابراین دمای این نقاط باید با دقت کنترل شود.

### ۷-۶-۳-۳ مصالح مصرفی

الف- می‌توان از سیمان زودگیر (پرتلند نوع سه) به جای سیمان معمولی برای اطمینان از سرعت بیشتر کسب مقاومت بتن استفاده نمود.

ب- استفاده از سیمان روباره‌ای و سیمانهای آمیخته در بتن‌ریزی در هوای سرد توصیه نمی گردد.

پ- می‌توان از آب گرم برای رساندن بتن به دمای مطلوب استفاده نمود، در این حالت باید از تماس مستقیم آب گرم و سیمان جلوگیری شود و این موضوع در نحوه ریختن مصالح در مخلوط کن مراعات گردد.

ت- سنگدانه‌ها نباید آغشته به یخ و برف باشند. معمولاً ماسه از شن مرطوب‌تر و احتمال وجود یخ در آن بیشتر است بنابراین اغلب گرم کردن ماسه ضرورت پیدا می‌کند.

ث- حداکثر جذب آب سنگدانه‌های مصرفی در بتن، براساس دت ۲۱۰ و دت ۲۱۱، برای سنگدانه‌های درشت به ۲/۵ درصد و برای سنگدانه‌های ریز به ۳ درصد محدود می‌شود.

ج- استفاده از مواد حباب‌زا و ساخت بتن با حباب هوا برای بتن‌هایی که در معرض رطوبت و یخ‌زدن و آب‌شدنهای متوالی قرار می‌گیرند، الزامی است.

چ- می‌توان از مواد زودگیر کننده یا ضد یخ بتن نیز در مواردی که خطر یخ‌زدگی وجود دارد، مشروط بر آنکه با ضوابط استاندارد مطابقت داشته باشد، استفاده نمود.

### ۷-۶-۳-۴ الزامات طرح اختلاط بتن

الف- نسبت آب به سیمان باید با توجه به روند کسب مقاومت بتن در دمای محیط انتخاب گردد. نسبت آب به سیمان نباید از ۰/۵ بیشتر باشد، بنابراین لازمست قبل از شروع بتن‌ریزی تدابیر لازم برای کسب مقاومت بتن صورت گیرد.

ب- برای کاهش میزان آب قابل یخ زدن در بتن و همچنین کاهش میزان آب انداختن بتن تازه باید مقدار آب اختلاط حداقل ممکن باشد بنابراین برای تامین کارآیی لازم می‌توان از مواد افزودنی خمیری کننده و روان‌کننده استفاده نمود.

پ- در صورتیکه از مواد افزودنی روان‌کننده استفاده نمی‌شود اسلامپ بتن نباید بیشتر از ۵۰ میلیمتر انتخاب گردد.

ت- درصد حباب هوای مورد نیاز در طرح اختلاط باید مطابق جدول ۶-۳-۳-۱ انتخاب شود.

### ۷-۶-۳-۵ حداقل دمای بتن

- حداقل دمای مجاز بتن هنگام اختلاط، ریختن و نگهداری و نیز حداکثر مجاز افت تدریجی دما در ۲۴ ساعت اولیه پس از خاتمه دوره حفاظت بتن مطابق جدول ۷-۶-۳ است.

- دمای بتن هنگام اختلاط نباید بیش از ۸ درجه سلسیوس (سانتیگراد) زیادتر از مقادیر جدول ۷-۶-۳ باشد زیرا موجب اتلاف انرژی بیشتر، افت شدید اسلامپ و در نهایت کاهش کیفیت بتن می‌گردد.

- دمای بتن هنگام ریختن نباید بیش از ۱۱ درجه سلسیوس (سانتیگراد) زیادتر از مقادیر جدول باشد، در غیر اینصورت موجب کاهش کیفیت بتن می‌گردد.

### ۷-۶-۳-۶ نکات مربوط به حمل و ریختن بتن

- حمل و ریختن بتن باید بنحوی باشد که بتن تازه، دمای خود را از دست ندهد. بتن باید تا حد امکان در وسایل سربسته و عایق بندی شده حمل گردد.

- قبل از بتن ریزی باید میلگردها، قالب، سطح بتن سخت شده قبلی و زمین از هر نوع یخ‌زدگی زدوده شود.

**جدول ۷-۶-۳ دمای بتن بر حسب درجه سلسیوس (سانتیگراد) در مراحل مختلف کار با توجه به دمای محیط و اندازه اعضا و قطعات**

| ردیف | شرح | دمای محیط | ابعاد اعضا و قطعات به (میلیمتر) | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | کمتر از ۳۰۰ | ۳۰۰ تا ۹۰۰ | ۹۰۰ تا ۱۸۰۰ | بیش از ۱۸۰۰ |
| ۱ | حداقل دمای بتن هنگام اختلاط | بیش از ۱- | ۱۶ | ۱۳ | ۱۰ | ۷ |
| ۲ | | ۱۸- تا ۱- | ۱۸ | ۱۶ | ۱۳ | ۱۰ |
| ۳ | | کمتر از ۱۸- * | ۲۱ | ۱۸ | ۱۶ | ۱۳ |
| ۴ | حداقل دمای بتن هنگام ریختن و نگهداری | به هر میزان | ۱۳ | ۱۰ | ۷ | ۵ |
| ۵ | حداکثر مجاز افت تدریجی دمای بتن در ۲۴ ساعت اولیه پس از خاتمه حفاظت از بتن | به هر میزان | ۲۸ | ۲۲ | ۱۷ | ۱۱ |

* چنانچه تدابیری ویژه برای اختلاط و بتن‌ریزی فراهم نگردد، ریختن بتن در دمای ۲۰- درجه سلسیوس (سانتیگراد) و کمتر از آن ممنوع است.

### ۷-۶-۳-۷ عمل آوردن بتن تازه

الف -عمل آوردن بتن تازه باید حداقل ۲۴ ساعت و تا رسیدن بتن به مقاومت ۵ مگاپاسکال ادامه یابد.

ب- برای عمل آوردن بتن تازه ومحافظت آن از یخ زدن می‌توان از روشهای زیر استفاده نمود:

- با استفاده از پوششهای عایق
- با استفاده از گرم کردن بتن و محیط اطراف
- سایر روشها به تایید دستگاه نظارت

پ- بتن تازه باید در مقابل وزش باد، بویژه پس از برداشتن پوششها محافظت گردد. باید توجه داشت که از تبخیر زیاد آب و کربناتی شدن سطوح بتن در اثر احتراق مواد سوختی برای گرم کردن آن جلوگیری شود.

### ۷-۶-۳-۸ محافظت بتن سخت شده

لازم است که از یخ زدگی بتن اشباع شده‌ای که مقاومت آن به ۲۴ مگاپاسکال نرسیده باشد، جلوگیری به عمل آید. باید از روشهای استاندارد و با تهیه نمونه‌های کارگاهی برای تشخیص رسیدن بتن به مقاومت کافی استفاده نمود. می‌توان با روشهای غیر مخرب استاندارد شده نیز مقاومت فشاری بتن را تخمین زد.

## ۷-۷ روشهای ویژه کاربرد بتن

### ۷-۷-۱ بتن پاشیده

بتن پاشیده فرآیندی است که در آن بتن یا ملات بر روی یک سطح پاشیده می‌شود تا لایه‌ای متراکم، خود نگهدار و باربر ایجاد گردد. در مواردی که شکل کار پیچیده یا قالب بندی مشکل و پرهزینه باشد، بویژه در بهسازی ساختمانها و پلها، از این نوع بتن استفاده می‌شود. استفاده از این نوع بتن به تجربه، تامین تدابیر مناسب و کارگران فنی متخصص بویژه در امر بتن‌پاشی نیاز دارد. امتیاز عمده این نوع بتن در مقایسه با بتن معمولی آن است که در این حالت فقط به قالب داخلی و یا یک سطح موجود نیاز می‌باشد، به همین دلیل این روش اجرای بتن برای سطوح مدور و قوسی مانند تونلها و دودکشها کاربرد روزافزون یافته است. بتن پاشیده بر مبنای زمان افزودن آب اختلاط به مخلوط سنگدانه‌ها و سیمان به "بتن پاشیده خشک" و "بتن پاشیده‌تر" تقسیم می‌شود. از نظر حداکثر اندازه سنگدانه‌های مصرفی نیز، بتن پاشیده به سه نوع تقسیم می‌گردد.

#### ۷-۷-۱-۱ بتن پاشیده خشک

الف- ماده چسباننده، سنگدانه‌ها و در صورت لزوم افزونه‌های خشک بطور کامل مخلوط می‌شوند.

ب- مخلوط آماده شده به داخل دستگاه تغذیه‌کننده مکانیکی مخصوص یا بتن پاش ریخته می‌شود.

پ- مخلوط از طریق دستگاه‌های مجهز به وسایل اندازه‌گیری با فشار هوا به داخل شیلنگ انتقال رانده و به نول (سر شیلنگی) منتقل می‌شود. از طریق طوقه‌ای که به دقت در داخل نول (سرشیلنگی) کار گذاشته شده است، آب تحت فشار، بطور کامل با دیگر اجزای تشکیل‌دهنده بتن مخلوط و با سرعت زیاد از دهانه نول (سرشیلنگی) خارج و بر سطح مورد نظر پاشیده می‌شود.

**۷-۷-۱-۲ بتن پاشیده‌تر**

الف- مواد تشکیل‌دهنده و آب اختلاط (غیر از مواد زودگیرکننده) بطور کامل مخلوط می‌شوند.

ب- ملات یا بتن به محفظه دستگاه انتقال می‌یابد.

پ- مخلوط از طریق دستگاه‌های اندازه‌گیری، به داخل شیلنگ انتقال می‌رود و به کمک فشار هوا یا از طریق جابجایی به نول (سرشیلنگی) منتقل می‌شود.

ت- ماده زودگیرکننده در نول (سرشیلنگی) به مخلوط اضافه می‌شود.

ث- برای افزایش سرعت و بهبود روند بتن پاشی، هوای بیشتری به نول (سرشیلنگی) فرستاده می‌شود.

ج- مخلوط با سرعت از دهانه نول (سرشیلنگی) خارج و بر سطح مورد نظر پاشیده می‌شود.

**۷-۷-۱-۳ مشخصات کلی**

برای حصول اطمینان از چسبندگی مناسب، تراکم کافی و خواص فیزیکی مطلوب، تهیه طرح اختلاط بتن پاشیده نیاز به دقت ویژه دارد. نسبت آب به سیمان برای این نوع بتن معمولاً در

محدوده ۰/۳۵ الی ۰/۵ قرار می‌گیرد. حداکثر اندازه سنگدانه مخلوط مصرفی ۲۰ میلیمتر و دانه‌بندی آن مطابق دت ۵۲۱ است. وزن مخصوص بتن پاشیده مشابه بتن معمولی متراکم شده است. افزودن دوده سیلیسی به این نوع بتن غالباً موجب کاهشی قابل ملاحظه در کمانه کردن و برگشت سنگدانه‌های مخلوط می‌گردد. در تعیین نسبت‌های مخلوط بتن پاشیده باید توجه داشت که قسمتی از مخلوط در اثر کمانه کردن سنگدانه‌ها به هنگام پاشیدن از دست می‌رود، بنابراین ترکیب بتن پاشیده شده با ترکیب اولیه آن متفاوت است، لذا باید بین ترکیب مخلوط اولیه، مخلوط در حال خروج از نول (سرشیلنگی) و مخلوط پاشیده شده بر روی سطح، تفاوت قایل شد. بدلیل همین تفاوت، کنترل دقیق و انجام آزمایش در مراحل مختلف بتن پاشی ضروری است. بدلیل سرعت بیش از اندازه ذرات در موقع پاشیدن بتن، توجه به مسایل ایمنی برای عوامل اجرایی از اهمیت خاص برخوردار است. اخیراً بتن پاشیده مسلح به الیاف کاربردهای مختلف بویژه در تونلها پیدا کرده است.

جزییات امر در مورد بتن پاشیده باید در مشخصات فنی خصوصی درج گردد.

## ۷-۷-۲ بتن‌ریزی در زیر آب

### ۷-۷-۲-۱ مشخصات کلی

در مواردی که بتن‌ریزی در زیر سطح آب مورد نظر باشد می‌توان از قیف و لوله (تِرمی) یا پمپ برای بتن‌ریزی استفاده کرد.

الف- بتن‌ریزی با قیف و لوله (تِرمی)

در این روش باید دقت شود تا در اثر جریان آب مواد سیمانی شسته نشوند. بتن‌ریخته شده در آب لازم است حداقل ۳۵۰ کیلوگرم در متر مکعب مواد سیمانی برای بتنی با کارآیی زیاد داشته باشد. نسبت آب به سیمان در طرح اختلاط نباید از ۰/۴۵ تجاوز کند.

سیستم قیف و لوله باید کاملاً آب‌بند بوده و بتن براحتی در آن حرکت نماید. در طول مدت بتن‌ریزی باید این سیستم از بتن پر باشد.

قطر لوله ترمی باید حداقل ۸ برابر قطر بزرگترین اندازه سنگدانه مصرفی باشد. اسلامپ بتن باید بین ۱۷۰ تا ۲۵۰ میلیمتر انتخاب شود.

ب- بتن‌ریزی با پمپ

برای بتن‌ریزی با پمپ، باید طرح اختلاط بتن چنان انتخاب شود که نسبت آب به سیمان کمترین مقدار ممکن را داشته و مقدار آن از ۰/۶ تجاوز ننماید. مقدار سیمان باید نسبتاً زیاد باشد (در محدوده ۳۵۰ تا ۴۰۰ کیلوگرم در متر مکعب) تا چسبندگی کافی بتن تامین شود و خطر شسته شدن سیمان از بین برود. به منظور افزایش کارآیی بتن می‌توان از سنگدانه‌های گردگوشه با سطح صاف استفاده نمود. استفاده از دانه‌بندی یکنواخت با حداکثر اندازه ۳۸ میلیمتر و همچنین مقدار کافی ریزدانه ضروری است. چنانچه سنگدانه‌ها حاوی مقدار کافی ریزدانه نباشد می‌توان با افزودن مواد ریز، چسبندگی کافی را در بتن ایجاد نمود.

بتنی که پمپ می‌شود باید تا حدی سفت‌تر باشد بشرطیکه از مسدود شدن لوله‌ها جلوگیری شود، اما مخلوط‌های سیال را می‌توان پمپ نمود مشروط بر آنکه ازمواد افزودنی مناسب نظیر فوق روان کننده‌ها یا مواد افزودنی آب نگهدار استفاده شود.

جز در مواردی که افزونه‌های ویژه مصرف می‌شود باید از سقوط آزاد بتن بداخل آب جلوگیری کرد تا پدیده جداشدگی ذرات رخ ندهد.

### ۷-۷-۲-۲ روش اجرا

الف- هنگام بتن‌ریزی باید اختلاف فشار هیدرولیکی داخل و خاج قالب از بین رفته و سطح آب در داخل و خارج قالب در یک تراز باشد.

ب- در موقع بتن‌ریزی با قیف و لوله باید همیشه انتهای تحتانی لوله حداقل بطول ۱ تا ۱/۵ متر داخل بتن باشد بطوریکه آب نتواند از پایین وارد لوله شود. برای این منظور باید بتدریج با پر شدن لوله آن‌را بالا کشید.

پ- باید از ایجاد سطوح افقی که لایه‌های مختلف بتن را از یکدیگر جدا می‌کنند اجتناب شود.

ت- وقتی سطح بتن به حد فوقانی مورد نظر رسید، باید آن قسمت از بتن که با مواد بیرونی در آمیخته و دانه‌های شن و ماسه و شیره بتن از هم جدا شده، جمع‌آوری و بیرون ریخته شود. این کار باید تا رسیدن به بتن خمیری سالم ادامه یابد.

ث- استفاده از سایر روشهای بتن‌ریزی در زیر آب بنا بر توصیه و تایید دستگاه نظارت بلامانع است.

جزییات امر بتن‌ریزی زیر آب باید در مشخصات فنی خصوصی درج گردد.

### ۷-۷-۳ بتن پیش آکنده

برای بتن‌ریزی قطعات ویژه، نظیر برخی محفظه‌های پیلهای هسته‌ای یا فضاهایی که ریختن، جا دادن و متراکم کردن بتن تازه در آنها بسادگی میسر نیست و بتن‌های سنگین، از بتن پیش‌آکنده استفاده می‌شود. در این روش سنگدانه‌های درشت در درون قالب یا در فضای مورد نظر چیده شده یا با وسایلی مناسب و بنحوی مشخص ریخته، توزیع و متراکم می‌شوند. سپس ملات سیمان، که معمولاً حاوی مواد روان‌کننده و منبسط شونده است، بطور مداوم از پایین به بالا تحت فشاری بین ۵ تا ۸ اتمسفر، بطور یکنواخت در فضای خالی بین سنگدانه‌ها تزریق می‌شود.

کوچکترین اندازه سنگدانه مصرفی باید حداقل ۸ تا ۱۰ برابر بزرگترین اندازه دانه‌های ماسه موجود در دوغاب باشد. قالب و قطعات محصورکننده محل بتن‌ریزی باید کاملا" آب بند بوده و بتوانند فشار ملات سیمان را تحمل کنند.

در بالای قالب یا در بالاترین قسمت فضای مورد بتن‌ریزی باید لوله‌ای برای خروج هوا در موقع تزریق ملات، پیش‌بینی شود. تزریق ملات باید تا وقتی ادامه یابد که ملات از لوله هواکش سرریز نماید.

ملاتی که از دهانه خروجی لوله هواکش سرریز می‌کند، در ابتدا دارای حبابهای هوای بسیاری است، تزریق باید تا موقعی ادامه یابد که در ملات خروجی حباب زیاد دیده نشود.

بمنظور حفظ کارآیی دوغاب، سنگدانه‌های درشت مورد استفاده باید از نوعی انتخاب شوند که قابلیت جذب آب آنها کم باشند. در هر مورد که استفاده از بتن پیش آکنده مورد نظر باشد، باید با همان نوع مصالح سنگی و سیمان که برای بتن‌ریزی در نظر گرفته شده‌اند، آزمایش‌های لازم به عمل آمده و مناسبترین دانه‌بندی مصالح سنگی، نسبت آب به سیمان و فشار تزریق تعیین گردند.

## ۷-۷-۴ بتن مکیده

### ۷-۷-۴-۱ کلیات

از این روش، در بتن‌ریزی دالها و برخی قطعات دارای جدار نازک استفاده می‌شود. جوهر اصلی این روش ارتقای کیفیت و افزایش دوام بتن از طریق مکیدن آب آن است.

### ۷-۷-۴-۲ روش اجرا

الف- در دالهای بتن آرمه، به منظور بهبود کیفیت لایه فوقانی بتن، پس از ریختن، جا دادن و تسطیح بتن به روشهای متعارف، آب بخشهای نزدیک به سطح بتن با وسایلی که به پمپ

خلاء وصل می‌باشند، مکیده و سپس سطح بتن پرداخت می‌شود. به این ترتیب بخشی از آب اختلاط بتن و حبابهای هوای محبوس در لایه فوقانی خارج شده و بتن نزدیک به سطح متراکم‌تر و مشخصه‌ها، بویژه تاب سایشی آن افزایش می‌یابد.

ب- برای ساختن قطعات مجوف دارای جدار نازک، در تمام سطح قالب داخلی قطعه سوراخهای متعدد کوچک تعبیه کرده و دور قالب را با متقال یا ورقه‌های نازک تهیه شده از الیاف مصنوعی ویژه‌ای که بتوانند آب را از خود عبور داده و مانع عبور ذرات سیمان گردند، می‌پوشانند. سپس بتن روان را در اطراف آن ریخته و فضای قالب داخلی را به پمپ خلاء وصل می‌نمایند.

آب اضافی بتن مکیده شده و بتن متراکم می‌گردد. پس از متراکم شدن بتن، پمپ خلاء را خاموش کرده، قالب میانی را براحتی بیرون کشیده و قالب بیرونی را باز می‌کنند.

## ۷-۸ کنترل و بازرسی

به منظور اطمینان از انطباق تجهیزات ساخت و روش تولید با استانداردها و ضوابط آیین‌نامه حداقل تواتر کنترل و بازرسی باید مطابق جدول ۷-۸ باشد.

## جدول ۷-۸ کنترل و بازرسی تجهیزات ساخت بتن

| ردیف | شرح تجهیزات | نوع بازرسی - آزمایش | هدف | زمان تکرار |
|---|---|---|---|---|
| ۱ | دپوی مصالح، سیلو و غیره | بازرسی عینی | حصول اطمینان از انطباق با موارد مورد نیاز | یکبار در هفته |
| ۲ | تجهیزات مربوطه به اندازه‌گیری | بازرسی عینی از نحوه کارکرد | اطمینان از اینکه تجهیزات مربوط به اندازه‌گیری وزن بطور صحیح عمل می‌نماید | روزانه |
| ۳ | | آزمایش دقت اندازه‌گیری وزن | حصول اطمینان از دقت مورد نظر | ۱- در مرحله نصب<br>۲- بطورمتناوب‌بنابه‌تشخیص‌دستگاه نظارت |
| ۴ | دستگاه اندازه‌گیری و توزین ماده افزودنی | بازدید عینی از نحوه کارکرد | حصول اطمینان از اینکه دستگاه اندازه‌گیری و توزین تمیز است و با دقت عمل می‌نماید | برای اولین پیمانه هر ماده افزودنی در هر روز |
| ۵ | | آزمایش دقت | اجتناب از توزیع غیریکنواخت | ۱- در مرحله نصب<br>۲- بطور ماهانه پس از نصب<br>۳- درمواردتردیدوبنابه‌تشخیص‌دستگاه‌نظارت |
| ۶ | آب سنج | مقایسه مقدار واقعی با مقدار قرائت شده روی درجه دستگاه اندازه‌گیری | حصول اطمینان از دقت مورد نظر | بشرح موارد ۱ و ۲ بالا در همین ستون |
| ۷ | تجهیزات اندازه‌گیری مداوم میزان رطوبت سنگدانه‌های ریز | مقایسه مقدار واقعی با مقدار قرائت شده روی درجه دستگاه اندازه‌گیری | حصول اطمینان از دقت مورد نظر | بشرح موارد ۱ و ۲ بالا در همین ستون |
| ۸ | سیستم پیمانه و مخلوط کردن | بازدید عینی | حصول اطمینان از دقت پیمانه کردن | بشرح موارد ۱ و ۲ بالا در همین ستون |
| ۹ | | مقایسه جرم واقعی مواد تشکیل‌دهنده مخلوط با جرم مورد نظر بر اساس یک روش مناسب | حصول اطمینان از اینکه سیستم پیمانه و مخلوط‌کردن درست کار می‌کند | روزانه |
| ۱۰ | وسایل آزمایش | آزمایش‌های لازم مطابق با استانداردها یا سایر مقررات | کنترل انطباق | برحسب نوع وسایل آزمایش بطور مرتب، اما حداقل سالی یکبار |
| ۱۱ | مخلوط‌کن(از جمله‌کامیون‌های مخلوط‌کن و حمل بتن) | بازدید عینی | کنترل فرسودگی تجهیزات مخلوط‌کن | ماهانه |

# فصل هشتم

# جزییات آرماتوربندی

## ❑ ۸-۰ علایم اختصاری

$A_b$ = سطح مقطع یک میلگرد آرماتور جلدی برای بتن حجیم، میلیمتر مربع

$A_{Smin}$ = حداقل آرماتور جمع‌شدگی و حرارت، میلیمتر مربع

$d_b$ = قطر اسمی میلگرد یا سیم، میلیمتر

$d_c$ = فاصله مرکز میلگرد آرماتور جلدی تا سطح بتن در بتن حجیم، میلیمتر

$h$ = ضخامت دال، متر

$s$ = فاصله مرکز به مرکز میلگردها در بتن حجیم، میلیمتر

$\alpha$ = ضریب تعدیل آرماتور حرارتی و جمع‌شدگی

## ❑ ۸-۱ مشخصات و شرایط اجرایی

### ۸-۱-۱ مشخصات مکانیکی میلگردها

مشخصات مکانیکی میلگردها، باید با بند ۴-۴ مطابقت داشته باشد.

### ۸-۱-۲ بریدن میلگردها

میلگردها باید با وسایل مکانیکی بریده شوند، استفاده از روشهای دیگر نیاز به تـایید دسـتگاه نظارت دارد. در صورتـی کـه استفاده از تمـام طـول میلگردهـای تـابیده سـرد اصـلاح شـده ضروری باشد، یا وصله آنها به روش جوش دادن نوک به نوک لازم شود، سرهای نتابیده آنها باید قطع گردد.

### ۸-۱-۳ خم کردن میلگردها

۸-۱-۳-۱ تمامی میلگردها باید به صورت سرد خم شوند، مگر آن که دستگاه نظارت روشی دیگر را مجاز بداند.

۸-۱-۳-۲ خم کردن میلگردها تا حد امکان باید بطور مکانیکی به وسـیله ماشـین مجهـز بـه فلکه خم کن و با یک عبور در سرعت ثابت انجام پذیرد، بطوریکه قسـمت خـم شـده دارای شعاع انحنای ثابتی باشد.

۸-۱-۳-۳ برای خم کردن میلگردها باید از فلکه‌هایی استفاده شود کـه قطـر آنهـا بـرای نـوع فولاد مورد نظر مناسب باشد. در مورد حداقل قطر خمها به بند ۸-۲-۴-۴ رجوع شود.

۸-۱-۳-۴ سرعت خم کردن میلگردها باید متناسب با نوع فولاد و دمای محیط اختیار شود. سرعت خم کردن میلگردهای سرد اصلاح شده به طور تجربی تعیین می‌شود.

۸-۱-۳-۵ در شرایطی که دمای میلگردها از ۵ درجه سلسیوس کمتر باشد، باید از خم کردن آنها خودداری شود.

۸-۱-۳-۶ به طور کلی باز و بسته کردن خمها به منظور شکل دادن مجدد به میلگردها مجاز نیست، مگر در موارد استثنایی که دستگاه نظارت اجازه دهد. در این صورت تمامی میلگردها باید از نظر ترک خوردگی بازرسی و کنترل شوند.

۸-۱-۳-۷ خم کردن میلگردهایی که یک سر آنها در بتن قرار دارد مجاز نیست مگر آن که در طرح مشخص شده باشد یا دستگاه نظارت اجازه دهد.

### ۸-۱-۴ حمل و انبار کردن میلگردها

در فاصله زمانی ورود میلگردها به کارگاه تا قرار گرفتن آنها در سازه، ضوابط زیر در مورد جابجایی و انبار کردن آنها باید رعایت شوند:

۸-۱-۴-۱ باید از هر نوع صدمه مکانیکی یا تغییر شکل خمیری میلگردها نظیر بریدگی و ضربه حاصل از سقوط از ارتفاع و مانند جلوگیری شود.

۸-۱-۴-۲ باید از گسیختگی جوشها در شبکه‌های جوش شده جلوگیری شود.

۸-۱-۴-۳ نشانه‌های مشخص کننده نوع میلگرد نباید از بین بروند.

۸-۱-۴-۴ میلگردها نباید در معرض هیچ نوع آلودگی با اثر زیان‌آور بر چسبندگی آنها از قبیل گِل، روغن و سایر پوششهای غیر فلزی مضر قرار گیرند.

۸-۱-۴-۵ میلگردها نباید در معرض خوردگی، به میزانی که به کاهش سطح مقطع آنها منجر شود، قرار گیرند.

### ۸-۱-۵ شرایط رویه میلگردها

قبل از جاگذاری میلگردها، باید اطمینان حاصل شود که رویه آنها، از هر نوع عامل و اثر زیانبار، از قبیل گِل، روغن، قیر، دوغاب سیمان خشک شده، رنگ، کندگیر کننده‌ها، زنگ پوسته شده و برف و یخ عاری است.

میلگردهایی که زنگ روی آنها پوسته شده باشد بشرطی قابل مصرف در بتن تلقی می‌شوند که پس از تمیز کردن زنگ، مشخصات استاندارد خود را بر اساس بند ۴-۴-۱ و ۴-۸-۲ دارا باشند. در هر حال مصرف این گونه میلگردها منوط به تمیز کردن آنها در حد حذف پوسته زنگ‌خواهد بود.

### ۸-۱-۶ جاگذاری و بستن آرماتورها

۸-۱-۶-۱ آرماتورها باید قبل از بتن‌ریزی مطابق نقشه‌های اجرایی در جای خود قرار گیرند و طوری بسته و نگهداشته شوند که از جابجایی آنها خارج از محدوده رواداریهای داده شده در بند ۸-۱-۶-۲ جلوگیری شود.

۸-۱-۶-۲ در مواردی که دستگاه نظارت محدوده مجاز رواداریها را مقرر نکرده باشد، میلگردها را باید با مراعات رواداریهای زیر جاگذاری کرد:

الف- حداکثر انحراف ضخامت پوشش بتن محافظ میلگردها ۸- میلیمتر.

ب- انحراف موقعیت میلگردها با توجه به اندازه ارتفاع مقطع اعضای خمشی، ضخامت دیوارها، و یا کوچکترین بعد ستونها:

| | |
|---|---|
| - تا ۲۰۰ میلیمتر یا کمتر | ±۸ میلیمتر |
| - بین ۲۰۰ تا ۶۰۰ میلیمتر | ±۱۲ میلیمتر |
| - ۶۰۰ میلیمتر یا بیشتر | ±۲۰ میلیمتر |
| پ- انحراف فاصله جانبی بین میلگردها | ±۳۰ میلیمتر |
| ت- انحراف موقعیت طولی خمها و انتهای میلگردها: | |
| - در انتهای ناپیوسته قطعات | ±۲۰ میلیمتر |
| - در سایر موارد | ±۵۰ میلیمتر |

**۸-۱-۶-۳** شبکه‌های جوش شده را می‌توان در فاصله بالای دال روی تکیه‌گاه تا پایین دال در وسط دهانه به شکل قوس در آورد، مشروط بر آن که قطر میلگردهای شبکه بیشتر از ۶ میلیمتر نباشد، دهانه دال از ۳ متر تجاوز نکند و شبکه مورد نظر در محل تکیه‌گاه‌ها ممتد باشد یا بنحوی مناسب مهار شود.

**۸-۱-۶-۴** مقدار حداکثر مجاز رواداری مذکور در بند ۸-۱-۶-۲ الف برای ضخامت پوشش بتن محافظ میلگردها تا جایی‌معتبر است که ضخامت‌مذکوراز $\frac{۲}{۳}$ مقدار تعیین‌شده کمتر نشود. در نقشه‌های‌اجرایی باید ضخامت‌پوشش‌بتن برای‌تمامی‌میلگردهاازجمله‌خاموتهامشخص‌شود.

**۸-۱-۶-۵** جنس، ابعاد، تعداد و فاصله لقمه‌ها و خرکها و سایر قطعات مورد استفاده برای تثبیت موقعیت میلگردها در جای صحیح باید طوری باشند که علاوه بر برقراری شرایط بند ۸-۱-۶-۲ مانعی در برابر ریختن بتن و نقطه ضعفی در مقاومت و پایایی آن ایجاد نشود.

۸-۱-۶-۶ برای به هم بستن میلگردها و عناصر غیر سازه‌ای به آنها باید از مفتولها یا اتصال‌دهنده‌ها و گیره‌های فولادی استفاده کرد. باید توجه داشت که انتهای برجسته سیمها، اتصال‌دهنده‌ها و گیره‌ها در قشر بتن محافظ (پوشش) واقع نشوند.

۸-۱-۶-۷ استفاده از جوشکاری با قوس الکتریکی برای به هم بستن میلگردهای متقاطع فقط برای فولادهای جوش پذیر و با تایید دستگاه نظارت مجاز می‌باشد. در این صورت جوش نباید باعث کاهش سطح مقطع میلگرد و ایجاد زدگی در آن شود.

## ❑ ۸-۲ جزییات آرماتوربندی

### ۸-۲-۱ انواع میلگردهای مصرفی

انواع میلگردهای مصرفی باید با ضوابط بند ۴-۴ مطابقت داشته باشند.

### ۸-۲-۲ قطرهای اسمی

قطرهای اسمی باید مطابق ضوابط بند ۴-۳ باشند.

### ۸-۲-۳ کاربرد توام انواع مختلف فولاد

کاربرد توام انواع مختلف فولاد در یک قطعه مجاز نیست مگر آن که:

الف- مشخصات مکانیکی متفاوت آنها در طراحی در نظر گرفته شود.

ب- امکان اشتباه در مرحله اجرا وجود نداشته باشد.

استفاده از یک نوع فولاد برای میلگردهای طولی و نوع دیگر فولاد برای میلگردهای عرضی با رعایت مورد "الف" بلامانع است.

## ۸-۲-۴ مهار کردن میلگردها

### ۸-۲-۴-۱ کلیات

انواع متداول مهار میلگردها در بتن عبارتند از:

الف- مهارهای مستقیم

ب- مهارهای خمدار (نظیر قلابها و حلقه‌ها)

پ- مهارهای مستقیم با حداقل یک میلگرد عرضی جوش شده به آنها در منطقه مهاری

ت- مهارهای مکانیکی

ث- ترکیبی از مهارهای فوق

در مهار کردن میلگردها باید ضوابط کلی به این شرح رعایت شوند:

الف- برای میلگردهای ساده کششی استفاده از مهارهای مستقیم مجاز نیست.

ب- در مهار کردن میلگردهای فشاری با استفاده از مهارهای خمدار، نباید قلابها و حلقه‌ها را موثر دانست.

پ- در استفاده از مهارهای مستقیم با حداقل یک میلگرد عرضی جوش شده به آنها، مهارهای مکانیکی و ترکیبی از انواع مهارها باید به ضوابط مربوط توجه داشت.

ضوابط مهار کردن میلگردها در فصل هیجدهم ارایه شده‌اند.

### ۸-۲-۴-۲ قلابهای استاندارد

در این آیین‌نامه هر یک از خمهای مشروح زیر قلاب استاندارد تلقی می‌شود:

الف- میلگردهای اصلی

- خم نیمدایره (قلاب انتهایی ۱۸۰ درجه) به اضافه حداقل $4\,d_b$ طول مستقیم ولی نه کمتر از ۶۰ میلیمتر در انتهای آزاد میلگرد.

- خم ۹۰ درجه (گونیا) به اضافه طول مستقیم برابر حداقل $12\ d_b$ در انتهای آزاد میلگرد.
- خم ۱۳۵ درجه (چنگک) به اضافه طول مستقیم حداقل $8\ d_b$ در انتهای آزاد میلگرد.

ب- برای میلگردهای تقسیم و خاموتها

- خم ۹۰ درجه (گونیا) به اضافه حداقل $6d_b$ طول مستقیم ولی نه کمتر از ۶۰ میلیمتر در انتهای آزاد میلگرد، برای میلگردهای به قطر ۱۶ میلیمتر و کمتر.
- خم ۹۰ درجه (گونیا) به اضافه حداقل $12\ d_b$ طول مستقیم در انتهای آزاد میلگرد، برای میلگردهای به قطر بیشتر از ۱۶ میلیمتر و کمتر از ۲۵ میلیمتر.
- خم ۱۳۵ درجه (چنگک) به اضافه حداقل $6d_b$ طول مستقیم ولی نه کمتر از ۶۰ میلیمتر در انتهای آزاد میلگرد.
- خم نیمدایره (۱۸۰ درجه) به اضافه حداقل $4\ d_b$ طول مستقیم ولی نه کمتر از ۶۰ میلیمتر در انتهای آزاد میلگرد.

در صورت استفاده از هر نوع قلاب غیر استاندارد، باید جزییات کامل آنها در نقشه‌های اجرایی نشان داده شود.

### ۸-۲-۴-۳ قطرهای مجاز خمها

حداقل مجاز قطر خم میلگردها باید با توجه به ملاحظات زیر تعیین شود:

الف- جلوگیری از خرد شدن یا ترکیدن بتن در اثر فشارهای متمرکز ایجاد شده در داخل خم.

ب- مراعات حداقل قطر فلکه‌ای که با استفاده از آن آزمایش خم کردن و باز کردن خم میلگردها نتیجه‌ای رضایت‌بخش داشته است.

### ۸-۲-۴-۴ حداقل قطر خمها

الف- قطر داخلی خمها به جز برای خاموتها نباید از مقادیر مندرج در جدول ۸-۲-۴-۴ الف کمتر اختیار شود:

جدول ۸-۲-۴-۴ الف حداقل قطر خمها

| قطر میلگرد | حداقل قطر خم | | |
|---|---|---|---|
| | S220 | S350 و S300 | S500 و S400 |
| کمتر از ۲۸ میلیمتر | $5d_b$ | $5d_b$ | $6d_b$ |
| ۲۸تا ۳۴ میلیمتر | $5d_b$ | $6d_b$ | $8d_b$ |
| ۳۶ تا ۵۵ میلیمتر* | $7d_b$ | $10d_b$ | $10d_b$ |

* برای خم کردن میلگردهای به قطر ۳۶ میلیمتر و بیشتر و با زاویه بیشتر از ۹۰ درجه به روشهای خاصی نیاز است.

ب- قطر داخلی خمها برای خاموتهای به قطر بیشتر از ۱۶ میلیمتر نباید کمتر از مقادیر مندرج در جدول ۸-۲-۴-۴- الف و برای خاموتهای به قطر ۱۶ میلیمتر و کمتر، نباید از مقادیر جدول شماره ۸-۲-۴-۴ ب کمتر اختیار شود.

جدول ۸-۲-۴-۴ ب حداقل قطر خمها برای خاموتها

| قطر میلگرد | حداقل قطر خم | | |
|---|---|---|---|
| | S220 | S350 و S300 | S500 و S400 |
| ۱۶ میلیمتر و کمتر | $2.5d_b$ | $4d_b$ | $4d_b$ |

پ- قطر داخلی خمها در شبکه‌های سیمی جوش شده صاف یا آجدار، وقتی که به عنوان آرماتور عرضی به کار برده می‌شوند نباید کمتر از $4d_b$ برای سیمهای آجدار به قطر ۷ میلیمتر

و بیشتر، و کمتر از $2d_b$ برای سایـــر سیمها باشد. خمهای با قطر داخلی کمتر از $8d_b$ نبـاید از نزدیکترین گره جوش شده فاصله‌ای کمتر از $4d_b$ داشته باشند.

## ۸-۲-۵ وصله کردن میلگردها

انواع متداول وصله میلگردها عبارتند از:

- وصله‌های پوششی (تماسی یا غیر تماسی)
- وصله‌های اتکایی
- وصله‌های جوشی
- وصله‌های مکانیکی
- وصله‌های مرکب

۸-۲-۵-۱ در وصله‌های پوششی ضوابط کلی زیر باید رعایت شوند:

الف- در وصله‌های پوششی باید دو میلگرد در انتهای مورد نظر مشخص شـده در نقشـه‌های اجرایی در کنار هم قرار گیرند. در وصله‌های پوششی تماسی، دو میلگرد در تمـاس کـامل بـا هم قرار می‌گیرند، ولی در وصله‌های پوششی غیر تماسی می‌توان دو میلگرد را بـه فاصلـه‌ای حداکثر معادل مقادیر زیر قرار داد:

- در اعضای خمشی، فاصله محور تا محور دو میلگرد وصله شـونده نبـاید از $\frac{۱}{۵}$ طـول لازم برای وصله پوششی یا ۱۵۰ میلیمتر، بیشتر باشد.
- در سایر اعضا، فاصله محور تا محور دو میلگرد وصله شونده نباید از ۵ برابر قطـر میلگـرد کوچکتر، بیشتر باشد.

ب- در وصله‌های پوششی میلگردهای ساده در کشش، باید انتهای آنها را بصورت یکی از انواع قلابهای استاندارد با زاویه بیشتر از ۱۳۵ درجه خم کرد.

پ- وصله‌های پوششی غیر تماسی باید با میلگردهای عرضی عمود بر میلگردهای وصله‌شونده محصور شوند.

ضوابط وصله‌های پوششی در فصل هیجدهم ارایه شده‌اند.

**۸-۲-۵-۲** در وصله‌های اتکایی ضوابط کلی زیر باید رعایت شوند:

الف- در وصله‌های اتکایی باید دو میلگرد در امتداد عمود بر محور بریده شوند و بکمک وسایلی مناسب به صورت هم مرکز بر هم تکیه کنند.

ب- استفاده از وصله‌های اتکایی، فقط برای میلگردهای تحت فشار با قطر ۲۵ میلیمتر و بیشتر مجاز است.

پ- در وصله‌های اتکایی هر میلگرد باید به سطحی صاف منتهی شود که زاویه آن نسبت به صفحه عمود بر محور میلگرد از ۱/۵ درجه بیشتر نباشد.

ت- استفاده از وصله‌های اتکایی، فقط در اعضای دارای خاموتهای بسته یا مارپیچ مجاز است.

ضوابط وصله‌های اتکایی در فصل هیجدهم ارایه شده‌اند.

**۸-۲-۵-۳** روشهای متداول برای وصله‌های جوشی عبارتند از:

الف- اتصال جوشی نوک به نوک خمیری (جوش الکتریکی تماسی).

ب- اتصال جوشی ذوبی با الکترود (جوش با قوس الکتریکی).

اتصال جوشی نوک به نوک خمیری فقط در شرایط کارخانه‌ای و در صورتی مجاز است که قطر میلگردها از ۱۰ میلیمتر برای فولادهای گرم نورد شده یا ۱۴ میلیمتر برای فولادهای سرد اصلاح شده کمتر نباشد، ونسبت سطح مقطع دو میلگرد وصله شونده از ۱/۵ تجاوز نکند.

اتصال جوشی ذوبی با الکترود در صورتی مجاز است که برای هر نوع فولاد، از الکترود و روش جوشکاری مناسب آن استفاده شود.

اتصال جوشی ذوبی با الکترود به طور معمول به یکی از روشهای زیر انجام می‌پذیرد:

- اتصال جوشی پهلو به پهلو با جوش از یک رو یا دو رو، که فقط برای میلگردهای گرم نورد شده با قطر ۶ تا ۳۶ میلیمتر مجاز است. در این روش طول نوار جوش از یک رو نباید از ۱۰ برابر قطر میلگرد کوچکتر، کمتر باشد و نوار جوش دورو نباید از ۵ برابر قطر میلگرد کوچکتر، کمتر اختیار شود.

- اتصال جوشی با وصله یا وصله‌های جانبی اضافه با جوش از یک‌رو یا دورو، که فقط برای میلگردهای گرم نورد شده مجاز است. حداقل طول نوار جوش برای اتصال هر میلگرد به وصله یا وصله‌ها مشابه اتصال جوشی پهلو به پهلو است.

- اتصال جوشی نوک به نوک با پشت بند با آمادگی یا بدون آمادگی سر میلگردها، که طول پشت بند نباید کمتر از ۳ برابر قطر میلگردها برای فولادهای گرم نورد شده یا ۸ برابر قطر میلگردها برای فولادهای سرد اصلاح شده اختیار شود. فاصله دو سر میلگردهای وصله شونده از هم در حالت با آمادگی ۳ میلیمتر و در حالت بدون آمادگی باید معادل نصف قطر میلگردها باشد. در مورد فولادهای سرد اصلاح شده آماده کردن سر هر دو میلگرد الزامی

است. در صورتی که میلگردهای وصله شونده در وضعیت قائم یا نزدیک به قائم قرار گیرند آماده کردن انتهای میلگرد فوقانی الزامی است و انتهای میلگرد تحتانی باید عمود بر محور آن بریده شود.

ضوابط وصله‌های جوشی در فصل هیجدهم ارایه شده‌اند.

۸-۲-۵-۴ در اتصالات مکانیکی از وسایل مکانیکی استفاده می‌شود بنحوی که اتصال میلگردها بدون آسیب رساندن به بتن میسر باشد.

ضوابط وصله‌های مکانیکی در فصل هیجدهم ارایه شده‌اند.

۸-۲-۵-۵ در وصله‌های مرکب انواع وصله‌های ذکر شده با هم به کار می‌روند.

ضوابط وصله‌های مرکب در فصل هیجدهم ارایه شده‌اند.

### ۸-۲-۶ محدودیتهای فاصله میلگردها

۸-۲-۶-۱ فاصله آزاد بین هر دو میلگرد موازی واقع در یک سفره نباید از هیچیک از مقادیر زیر کمتر باشد:

الف- قطر میلگرد بزرگتر

ب- ۲۵ میلیمتر

پ- ۱/۳۳ برابر قطر اسمی بزرگترین سنگدانه بتن

۸-۲-۶-۲ در صورتیکه میلگردهای موازی در چند سفره قرار گیرند، میلگردهای سفره فوقانی باید طوری بالای میلگردهای سفره تحتانی واقع شوند که معبر بتن تنگ نشود، فاصله آزاد بین هر دو سفره نباید از ۲۵ میلیمتر و نه از قطر بزرگترین میلگرد کمتر باشد.

۸-۲-۶-۳ در اعضای فشاری با خاموتهای بسته یا مارپیچ، فاصله آزاد بین هر دو میلگرد طولی نباید از ۱/۵ برابر قطر بزرگترین میلگرد و نه از ۴۰ میلیمتر، کمتر باشد.

۸-۲-۶-۴ فاصله مجاز بین میلگردها در محل وصله‌های پوششی در بند ۸-۲-۵-۱ ارایه شده است.

۸-۲-۶-۵ محدودیتهای فاصله آزاد بین میلگردها باید در مورد فاصله آزاد وصله‌های پوششی با وصله‌ها یا میلگردهای مجاور نیز رعایت شوند.

۸-۲-۶-۶ در دیوارها و دالها به استثنای دالهای نازک دارای تیرچه‌های بتنی، فاصله بین میلگردهای خمشی نباید از ۲ برابر ضخامت دالها، ۳ برابر ضخامت دیوارها و ۳۵۰ میلیمتر بیشتر باشد.

### ۸-۲-۷ گروه میلگردهای در تماس

۸-۲-۷-۱ در استفاده از گروه میلگردهای موازی که در آنها میلگردها در تماس با هم بسته می‌شوند تا به صورت واحد عمل کنند، ضوابط زیر باید رعایت شوند :

الف- تعداد میلگردهای هر گروه نباید از ۴ ، در مورد گروه‌های قائم تحت فشار و ۳ ، در سایر موارد تجاوز کند.

ب- در تمامی موارد تعداد میلگردهای هر گروه در محل وصله‌ها نباید بیشتر از ۴ باشد.

پ- در گروه میلگردها با بیش از دو میلگرد، نباید محورهای تمامی میلگردها در یک صفحه واقع شوند. همینطور تعداد میلگردهایی که محورهای آنها در یک صفحه واقع می‌شوند جز در محل وصله‌ها نباید بیشتر از دو باشد.

ت- در تیرها نباید میلگردهای با قطر بزرگتر ا ز ۳۶ میلیمتر را بصورت گروهی به کار برد.

ث- گروه‌های میلگردهای در تماس باید در خاموتهای بسته یا مارپیچ محصور شوند.

ج- در مواردی نظیر تعیین محدودیتهای فاصله و حداقل ضخامت پوشش بتن محافظ، که قطر میلگردها مبنای محاسبه قرار می‌گیرد، قطر گروه میلگردهای در تماس معادل قطر میلگردی فرض می‌شود که سطح مقطع آن با سطح مقطع کل گروه مساوی باشد. ملاک اندازه‌گیری فاصله آزاد و حداقل ضخامت پوشش در این گونه موارد خارجی‌ترین سطح گروه میلگرد در امتداد مورد نظر خواهد بود.

چ- مجتمع کردن میلگردها برای تبدیل آنها به گروه میلگردهای در تماس فقط در صورتی مجاز است که در نقشه‌های اجرایی تصریح شده باشد.

ح- ضوابط مهاری، وصله و قطع کردن گروه میلگردهای در تماس در فصل هیجدهم ارایه شده‌اند.

### ۸-۲-۸ پوشش بتنی روی میلگردها

**۸-۲-۸-۱** پوشش بتنی روی میلگردها برابر است با حداقل فاصله بین رویه میلگردها، اعم از طولی یا عرضی، تا نزدیکترین سطح آزاد بتن.

**۸-۲-۸-۲** مراعات ضخامت پوشش بتنی مطابق بند ۸-۲-۹ در مورد انتهای میلگردهای مستقیم در کفها و سقف‌هایی که در معرض شرایط جوی یا تعریق نباشند، الزامی نیست.

### ۸-۲-۹ ضخامت پوشش بتنی روی میلگردها

#### ۸-۲-۹-۱ کلیات

ضخامت پوشش بتنی روی میلگردها نباید کمتر از مقادیر زیر اختیار شود:

الف- قطر میلگردها (در مورد قطر موثر گروههای میلگردها به بند ۸-۲-۷-۱ج رجوع شود).

ب- بزرگترین اندازه اسمی سنگدانه‌های تا ۳۲ میلیمتر، یا ۵ میلیمتر بیشتر از بزرگترین اندازه اسمی سنگدانه‌های بزرگتر از ۳۲ میلیمتر.

**۸-۲-۹-۲** ضخامت پوشش بتنی محافظ میلگردها متناسب با شرایط محیطی و نوع قطعه مورد نظر نباید از مقادیر داده شده در جدول ۸-۲-۹-۱ کمتر باشد. انواع شرایط محیطی ذکر شده در این جدول به شرح زیر طبقه‌بندی می‌شوند:

الف- شرایط محیطی ملایم: به شرایطی اطلاق می‌شود که در آن هیچ نوع عامل مهاجم از قبیل رطوبت، تعریق، تر و خشک شدن متناوب، یخ زدن و آب شدن، سرد و گرم شدن متناوب، تماس با خاک مهاجم یا غیر مهاجم، مواد خورنده، فرسایش شدید، عبور وسایل نقلیه یا ضربه موجود نباشد، یا قطعه در مقابل این گونه عوامل مهاجم بنحوی مطلوب محافظت شده باشد.

ب- شرایط محیطی متوسط: به شرایطی اطلاق می‌شود که در آن قطعات بتنی، در معرض رطوبت و گاهی تعریق قرار می‌گیرند.
قطعاتی که بطور دائم با خاک‌های غیر مهاجم یا آب تماس دارند یا زیر آب با pH بزرگتر از ۵ قرار می‌گیرند دارای شرایط محیطی متوسط تلقی می‌شوند.

پ- شرایط محیطی شدید: به شرایطی اطلاق می‌شود که در آن قطعات بتنی در معرض رطوبت یا تعریق شدید یا تر و خشک شدن متناوب یا یخ زدن و آب شدن و سرد و گرم شدن متناوب نه چندان شدید قرار می‌گیرند.
قطعاتی که در معرض ترشح آب دریا باشند یا در آب غوطه‌ور شوند طوری که یک وجه آنها در تماس با هوا قرار گیرد. قطعات واقع در هوای دارای نمک و نیز قطعاتی که سطح آنها در معرض خوردگی ناشی از مصرف مواد یخ زدا قرار می‌گیرد دارای شرایط محیطی شدید محسوب می‌شوند.

ت- شرایط محیطی بسیار شدید: به شرایطی اطلاق می‌شود که در آن قطعات بتنی در معرض گازها، آب و فاضلاب ساکن با pH حداکثر ۵، مواد خورنده، یا رطوبت همراه با یخ‌زدن و آب شدن شدید قرار می‌گیرند، از قبیل نمونه‌های ذکر شده در مورد شرایط محیطی شدید، در صورتی که عوامل مذکور حادتر باشند.

ث- شرایط محیطی فوق‌العاده شدید: به شرایطی اطلاق می‌شود که در آن قطعات بتنی در معرض فرسایش شدید، عبور وسایل نقلیه، یا آب و فاضلاب جاری با pH حداکثر ۵ قرار می‌گیرند. رویه بتنی محافظت نشده پارکینگها و قطعات موجود در آبی که اجسام صلبی را با خود جابجا می‌کند، دارای شرایط محیطی فوق‌العاده شدید تلقی می‌شوند.

شرایط محیطی جزایر و حاشیه خلیج فارس و دریای عمان بطور عمده جزو این شرایط محیطی قرار می‌گیرند.

ضخامت پوشش بتن برای محافظت میلگردها، متناسب با نوع شرایط محیطی، کیفیت بتن و نوع قطعه مورد نظر نباید از مقادیر مندرج در جدول ۸-۲-۹-۱ کمتر باشد.

جدول ۸-۲-۹-۱ مقادیر حداقل پوشش بتن (میلیمتر)*

| نوع قطعه | نوع شرایط محیطی | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | ملایم | متوسط | شدید | بسیارشدید | فوق‌العاده‌شدید |
| تیرها و ستونها | ۳۵ | ۴۵ | ۵۰ | ۶۵ | ۷۵ |
| دالها،دیوارها و تیرچه‌ها | ۲۰ | ۳۰ | ۳۵ | ۵۰ | ۶۰ |
| پوسته‌ها و صفحات پلیسه‌ای | ۲۰ | ۲۵ | ۳۰ | ۴۵ | ۵۵ |
| شالوده‌ها | ۴۰ | ۵۰ | ۶۰ | ۷۵ | ۹۰ |

* مقادیر داده شده در جدول را می‌توان به استثنای شرایط محیطی "ت" و "ث" به اندازه ۵ میلیمتر برای بتنهای رده C35 و C40 یا ۱۰ میلیمتر برای بتنهای رده بالاتر کاهش داد، مشروط بر آن که ضخامت پوشش به هر حال از ۲۰ میلیمتر کمتر نشود.

این مقادیر را باید برای میلگردهای با قطر بیشتر از ۳۶ میلیمتر به اندازه ۱۰ میلیمتر افزایش داد.

۸-۲-۹-۳ در صورتیکه بتن در جوار دیواره خاکی مقاوم ریخته شود و بطور دائم با آن در تماس باشد، ضخامت پوشش نباید کمتر از ۷۵ میلیمتر اختیار شود.

۸-۲-۹-۴ در صورتیکه بتن دارای سطح فرو رفته و برجسته (نقش‌دار یا دارای شکستگی) باشد، ضخامت پوشش باید در عمق فرورفتگی‌ها اندازه‌گیری شود.

**۸-۲-۹-۵ ضخامت پوشش بتنی برای محافظت میلگردها در برابر حریق**

در صورتیکه لازم باشد عضوی دارای درجه آتشپادی معینی باشد، حداقل ضخامت پوشش بتنی محافظ میلگردها باید توسط مراجع مربوط مقرر شود.

۸-۲-۹-۶ میلگردها، و تمامی قطعات و صفحات فولادی پیش‌بینی شده برای توسعه آتی ساختمان باید بنحوی مناسب در مقابل خوردگی محافظت شوند.

## ۸-۳ جزییات خاص آرماتوربندی ستونها

### ۸-۳-۱ میلگردهای انتظار خم شده

میلگردهای انتظار خم شده ستونها در محل تغییر مقطع، باید دارای شرایط زیر باشند:

۸-۳-۱-۱ شیب قسمت مایل میلگردهای خم شده نسبت به محور ستون نباید از ۱ به ۶ تجاوز کند. قسمتهای فوقانی و تحتانی قسمت مایل باید موازی با محور ستون باشند.
میلگردهای انتظار باید در محل خم با خاموت‌ها، مارپیچ‌ها و یا قسمتهایی از سیستم سازه‌ای کف مهار شوند. مهار مذکور باید برای تحمل نیرویی معادل ۱/۵ برابر مولفه نیروی محاسباتی قسمت مایل در امتداد مهار، طرح شود. در صورت استفاده از خاموتها یا مارپیچ فاصله آنها تا نقاط خم شده نباید از ۵۰ میلیمتر بیشتر باشد.

۸-۳-۱-۲ خم کردن میلگردهای انتظار باید قبل از قالب‌بندی انجام پذیرد.

۸-۳-۱-۳ در مواردی که وجه ستون یا دیوار بیشتر از ۷۵ میلیمتر عقب نشستگی یا پیش‌آمدگی داشته باشد میلگردهای طولی ممتد نباید به صورت خم شده به کار برده شوند، و در محل عقب نشستگی باید میلگردهای انتظار مجزا برای اتصال به میلگردهای وجوه عقب نشسته پیش‌بینی شوند. در هر حالت باید ضوابط مربوط به مهارها و وصله‌ها در منطقه تغییر مقطع رعایت شوند.

## ☐ ۸-۴ میلگردهای عرضی برای اعضای فشاری

۸-۴-۱ میلگردهای عرضی اعضای فشار را باید با توجه به ضوابط بندهای ۸-۴-۲ و ۸-۴-۳ طرح کرد. در صورتی که این میلگردها برای مقابله با برش یا پیچش هم مورد نیاز باشد، باید ضوابط فصل دوازدهم را نیز رعایت کرد.

### ۸-۴-۲ مارپیچ‌ها

در طراحی مارپیچ‌های اعضای فشاری علاوه بر مراعات ضوابط فصل هیجدهم باید ضوابط زیر را هم در نظر داشت:

۸-۴-۲-۱ مارپیچ باید از میلگرد یا سیمهای پیوسته ساخته شود و روش ساخت آنها طوری باشد که جابجایی و نصب آنها بدون اعوجاج و تغییر ابعاد میسر باشد.

۸-۴-۲-۲ قطر میلگردها یا سیمهای مصرفی در مارپیچ نباید از ۶ میلیمتر کمتر باشد.

۸-۴-۲-۳ در هر گام مارپیچ فاصله آزاد بین میلگردها یا سیمها نباید از ۷۵ میلیمتر بیشتر و از ۲۵ میلیمتر کمتر باشد.

۸-۴-۲-۴ گام مارپیچ نباید از $\frac{۱}{۶}$ قطر هسته بتنی داخل مارپیچ تجاوز کند.

۸-۴-۲-۵ در هر طبقه، مارپیچ باید از روی شالوده یا دال تا تراز پایین‌ترین میلگردهای طبقه فوقانی ادامه یابد.

۸-۴-۲-۶ در صورتی که تیرها یا دستکهایی از همه طرف به ستون اتصال نداشته باشد، باید از محل توقف مارپیچ تا کف دال یا کتیبه سر ستون تعدادی خاموت قرار داد.

۸-۴-۲-۷ در ستونهای قارچی با سرستون، مارپیچ باید تا ارتفاعی ادامه یابد که در آن قطر یا پهنای سرستون دو برابر قطر یا پهنای ستون باشد.

۸-۴-۲-۸ مارپیچ باید با فاصله نگهدارهای مناسب در جای خود تنظیم و تثبیت شود.

۸-۴-۲-۹ در صورتی که قطر میلگرد یا سیم مارپیچ کمتر از ۱۶ میلیمتر باشد، تعداد فاصله‌نگهدارها نباید کمتر از مقادیر زیر اختیار شود:

الف- دو عدد برای مارپیچ با قطر کمتر از ۵۰۰ میلیمتر

ب- سه عدد برای مارپیچ با قطر ۵۰۰ تا ۷۵۰ میلیمتر

پ- چهار عدد برای مارپیچ با قطر بیشتر از ۷۵۰ میلیمتر

۸-۴-۲-۱۰ در صورتی که قطر میلگرد یا سیم مارپیچ ۱۶ میلیمتر یا بیشتر باشد، تعداد فاصله‌نگهدارها نباید کمتر از مقادیر زیر اختیار شود:

الف- سه عدد برای مارپیچ با قطر حداکثر ۶۰۰ میلیمتر

ب- چهار عدد برای مارپیچ با قطر بیشتر از ۶۰۰ میلیمتر

۸-۴-۲-۱۱ مهار کردن مارپیچ با ۱/۵ دور پیچیدن اضافی میلگرد یا سیم در انتهای قطعه تامین می‌شود.

۸-۴-۲-۱۲ ضوابط وصله مارپیچ در فصل هیجدهم ارایه شده‌اند.

### ۸-۴-۳ خاموتها

۸-۴-۳-۱ تمامی میلگردهای اعضای فشاری باید با خاموتهایی در بر گرفته شوند.

۸-۴-۳-۲ قطر خاموتها، نباید کمتر از مقادیر زیر اختیار شود:

الف- $\frac{۱}{۳}$ قطر بزرگترین میلگرد طولی با قطر حداکثر ۳۰ میلیمتر

ب- ۱۰ میلیمتر برای میلگردهای طولی با قطر بیشتر از ۳۰ میلیمتر و نیز برای گروه میلگردهای در تماس

۸-۴-۳-۳ قطر خاموتها به هرحال نباید از ۶ میلیمتر کمتر باشد.

۸-۴-۳-۴ فاصله هر دو خاموت متوالی از هم نباید از هیچیک از مقادیر زیر بیشتر باشد:

الف- ۱۲ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی اعم از اینکه منفرد باشد یا عضوی از گروه میلگردهای در تماس بشمار آید.

ب- ۳۶ برابر قطر میلگرد خاموت

پ- کوچکترین بعد عضو فشاری

ت- ۲۵۰ میلیمتر

۸-۴-۳-۵ در هر مقطع تعداد خاموتها باید طوری باشد که هـر یـک از میلگردهـای زیـر در گوشه یک خاموت با زاویه داخلی حداکثر ۱۳۵ درجه قرار گیرد و به طور جـانبی نگهداشـته شود:

الف- هر میلگردی که در گوشه‌های عضو واقع شود.

ب- هر میلگرد غیر گوشه‌ای به صورت حداکثر یک در میان

پ- هر میلگردی که فاصله آزاد آن تا میلگرد نگهـداری شـده مجـاور بیشـتر از ۱۵۰ میلیمـتر باشد.

در مواردی که میلگردهای طولی روی محیط دایره قرار گیرند، می‌تـوان از خاموتهـای مـدور استفاده کرد مشروط بر آنکه انتهای آنها به قلاب استاندارد ۱۳۵ درجه ختم شـود یـا بنحـوی مناسب در بتن قسمت داخلی دایره مهار شود.

۸-۴-۳-۶ خاموتها باید با فواصل تعیین شده در تمام طول عضـو قـرار داده شـوند. فاصلـه اولین خاموت از سطح فوقانی شالوده یا دال طبقه تحتانی و آخرین خاموت از زیر پایین‌ترین میلگردهای دال یا کتیبه سر ستون طبقه فوقـانی نبـاید از نصـف فواصـل تعییـن شـده در بنـد ۸-۴-۳-۴ بیشتر باشد.

۸-۴-۳-۷ در صورتی که تیرها یا دستکهایی به کلیه وجوه ستون متصل شده باشند می‌تـوان، خاموتهـا را در مقطعـی بـه فاصلـه حداکـثر ۷۵ میلیمـتر از زیـر پـایین‌ترین میلگـرد، در کـم ارتفاع‌ترین تیر یا دستک متوقف کرد.

۸-۴-۳-۸ ضوابط مهار و وصله خاموتها در فصل هیجدهم ارایه شده‌اند.

## ❑ ۸-۵ میلگردهای عرضی برای اعضای خمشی

**۸-۵-۱** میلگردهای عرضی باید با ضوابط فصل دوازدهم مطابقت داشته باشند.

**۸-۵-۲** تمامی ضوابط مربوط به اندازه‌های خاموتها و محدودیتهای فاصله آنها برای اعضای فشاری باید در مورد میلگردهای فشاری در اعضای خمشی هم رعایت شوند. می‌توان از شبکه‌های جوشی با سطح مقطع معادل استفاده کرد. این خاموتها یا شبکه‌ها باید در تمام طولی که میلگردهای فشاری مورد نیازند به کار برده شوند.

**۸-۵-۲-۱** در اعضای خمشی قابها، که در معرض پیچش یا تغییر جهت تنش در تکیه‌گاه‌ها قرار می‌گیرند باید از خاموتهای بسته یا مارپیچی که دور همه میلگردهای اصلی می‌پیچد استفاده شود.

**۸-۵-۲-۲** میلگردهای ساده با قطر بیشتر از ۱۲ میلیمتر را نباید به عنوان خاموت به کار برد.

**۸-۵-۲-۳** خاموت بسته می‌تواند به یکی از دو شکل زیر باشد:

الف- قطعه‌ای واحد که قلابهای استاندارد دو انتهای آن یک میلگرد طولی را در بر گیرد.

ب- یک یا دو قطعه که مهاری و وصله‌های آنها باید با ضوابط فصل هیجدهم مطابقت داشته باشد.

## ۸-۶ میلگردهای عرضی در اتصالات (گره‌ها)

۸-۶-۱ در محل اتصال اعضای قابها، از قبیل تیرها و ستونها، باید محصورکننده‌هایی برای مهار کردن میلگردهای قطع شده پیش‌بینی شوند.

۸-۶-۲ در اتصالات می‌توان خاموتهای بسته ستونها، مارپیچ‌ها، خاموتهای تیرها و هر نوع عضو مشابهی از تیرها و دستکها را محصور کننده تلقی کرد.

## ۸-۷ آرماتور حرارت و جمع‌شدگی

۸-۷-۱ در دالهایی که میلگردهای خمشی تنها در یک امتداد مورد نیاز است، باید برای مقابله با تنشهای ناشی از حرارت و جمع‌شدگی، در امتداد عمود بر میلگردهای خمشی، میلگردهایی مطابق ضوابط بند ۸-۷-۳ قرار داده شوند.

۸-۷-۲ در دالهای یکطرفه و دو طرفه، سطح مقطع کل میلگردهای موجود در امتداد میلگردهای خمشی، شامل میلگردهای فوقانی و تحتانی، نباید از مقادیر مندرج در بند ۸-۷-۳ کمتر اختیار شوند.

### ۸-۷-۳ مقدار آرماتور حرارت و جمع‌شدگی

۸-۷-۳-۱ نسبت سطح مقطع کل آرماتور حرارت و جمع‌شدگی به کل سطح مقطع بتن برای دالها و شالوده‌های به ضخامت کمتر یا مساوی ۱۰۰۰ میلیمتر نباید از مقادیر زیر کمتر اختیار شود:

- برای میلگردهای آجدار: S220 ، S300 و S350 ۰/۰۰۲
- برای میلگردهای آجدار S400 و شبکه‌های جوش شده صاف یا آجدار : ۰/۰۰۱۸
- برای میلگردهای آجدار S500 و بالاتر ۰/۰۰۱۵

**۸-۷-۳-۲** نسبت سطح مقطع کل آرماتور حرارت و جمع‌شدگی به کل سطح مقطع بتن برای دالها و شالوده‌های به ضخامت ۱۰۰۰ تا ۲۰۰۰ میلیمتر نباید از $\alpha$ برابر نسبتهای مندرج در بند ۸-۷-۳-۱ کمتر اختیار شود. مقدار $\alpha$ از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$\alpha = 1.3 - 0.3\,h \qquad (۱-۸)$$

**۸-۷-۳-۳** مقدار حداقل آرماتور جمع‌شدگی و حرارت، $A_{Smin}$ ، برای دالهای به ضخامت بیشتر از ۲۰۰۰ میلیمتر برابر مقدار آرماتور لازم برای دال به ضخامت ۲۰۰۰ میلیمتر و بشرح زیر است:

- برای میلگردهای آجدار S220 ، S300 و S350: $A_{Smin} = 2800\ (mm^2/m)$
- برای میلگردهای آجدار S400 و شبکه‌های جوش شده صاف یا آجدار:

$A_{Smin} = 2500\ (mm^2/m)$

- برای میلگردهای آجدار S500 و بالاتر: $A_{Smin} = 2100\ \ (mm^2/m)$

**۸-۷-۳-۴** در دالها و شالوده‌های با ضخامت متغیر می‌توان ضخامت را برای محاسبه مقدار آرماتور حرارت و جمع‌شدگی برابر با ضخامت دال و شالوده فرضی هم حجم آن اختیار کرد.

## ۸-۷-۴ توزیع آرماتور حرارت و جمع‌شدگی

۸-۷-۴-۱ آرماتور حرارت و جمع‌شدگی برای دالها و شالوده‌های به ضخامت کمتر یا مساوی ۱۰۰۰ میلیمتر می‌تواند فقط در یک وجه دال قرار داده شود.

۸-۷-۴-۲ آرماتور حرارت و جمع‌شدگی در دالها و شالوده‌های به ضخامت بیشتر از ۱۰۰۰ میلیمتر، در هر دو وجه باید توزیع شود بطوریکه مقدار آرماتور پیش‌بینی شده در هیچ وجه از $\frac{۱}{۳}$ کل آرماتور لازم کمتر نباشد.

## ۸-۷-۵ آرماتور جلدی

در بتن‌های حجیم مقدار آرماتور جلدی از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$A_b = \frac{1.6\, d_c s}{100} \qquad (۸-۲)$$

این مقدار نباید در هیچ حال از یک میلگرد به قطر ۱۰ میلیمتر در هر ۲۰۰ میلیمتر کمتر باشد.

# فصل نهم

# ضوابط قالب‌بندی، لوله‌ها و مجراهای مدفون در بتن و درزهای اجرایی

## ۹-۱ کلیات

### ۹-۱-۱ تعاریف

واژه‌ها و ترکیبهای مورد استفاده در این فصل بشرح زیر تعریف می‌شوند :

**قالب**

سازه‌ای موقت است برای در بر گرفتن بتن قبل از سخت شدن و کسب مقاومت کافی برای تحمل بار خود.

**مجموعه قالب‌بندی**

مجموعه‌ای است که برای نگهداری بتن در شکل مورد نظر به کار می‌رود، مشتمل بر رویه قالب، بدنه قالب، پشت بندها، کلافها، چپ و راستها و نظایر آن.

**داربست**

سازه‌ای موقت است که برای نگهداری قالب در موقعیت مورد نظر، سکوهای کار و تحمل بارهای حین اجرا بر پا می‌شود مشتمل بر شمع‌بندی، پایه‌های قائم، صفحات افقی، بادبندها، زیرسریها و نظایر آن.

### ۹-۱-۲ عملکردهای قالب

۹-۱-۲-۱ قالب باید بتن را در شکل مورد نظر در محدوده رواداریهای مجاز نگاه دارد، به سطح آن نمای دلخواه بدهد، و وزن بتن را تا زمان سخت شدن و کسب مقاومت کافی تحمل کند.

**۹-۱-۲-۲** قالب باید بتن را در برابر صدمات مکانیکی حفظ کند، از کم شدن رطوبت بتن و نشت شیره آن جلوگیری نماید، عایقی مناسب در برابر سرما و گرمای محیط باشد، میلگردها و سایر اجزا و قطعاتی را که داخل بتن قرار می‌گیرند در محل مورد نظر نگاه دارد، در برابر نیروهای ناشی از لرزاندن و مرتعش ساختن بتن مقاومت کند و بدون آسیب رساندن به بتن از آن جدا شود.

### ۹-۱-۳ نقشه‌ها و مشخصات

نقشه‌های قالب و داربست باید برای سازه‌های خاص و پیچیده یا هر مورد ضروری دیگر، با مراعات تمامی جوانب از قبیل ضوابط طراحی قالب مطابق بند ۹-۳ و رواداریهای مجاز مطابق بندهای ۹-۱-۴ و ۹-۴-۲ تهیه شوند.

### ۹-۱-۴ رواداریها

رواداریها را باید تا حد امکان و تا جایی که اهداف پیش‌بینی شده برای کل سازه یا هر قسمت از آن در حدی غیر قابل قبول مخدوش نشود، بزرگ اختیار کرد.

مبنای سنجش خطاهای احتمالی (رواداریها) نقاط و خطوطی است که در شروع کار ایجاد و تا پایان کار بنحوی مقتضی حفظ می‌شوند. چنانچه رواداریها توسط طراح تعیین نشده باشد، انحراف ابعاد و موقعیت قالبها نباید از حدودی معین تجاوز کند. حدود رواداریهای قالبها برای ساختمانها و قطعات متداول بتن آرمه در جدول ۹-۱-۴ درج شده‌اند.

در مورد سازه‌های خاص باید رواداریها در دفترچه مشخصات فنی خصوصی درج شوند.

## جدول ۹-۱-۴ رواداریهای سازه‌های بتنی متعارف

| ردیف | شرح | | | | رواداری |
|---|---|---|---|---|---|
| ۱ | انحراف از امتداد قائم | الف | در لبه و سطح ستونها، پایه‌ها، دیوارها، نبشها و کنجها | | ۶ میلیمتر در هر ۳ متر طول |
| | | | | | حداکثر ۲۵ میلیمتر در کل طول |
| | | ب | برای گوشه نمایان ستونها، درزهای کنترل، شیارها و دیگر خطوط برجسته نمایان و مهم | | ۶ میلیمتر در هر ۶ متر طول |
| | | | | | حداکثر ۱۲ میلیمتر در کل طول |
| ۲ | انحراف از سطوح یا ترازهای مشخص شده در نقشه‌ها | الف | در سطح زیرین دالها، سقفها، سطح زیرین تیرها، نبشها و کنجها قبل از برچیدن حایلها | | ۶ میلیمتر در هر ۳ متر طول |
| | | | | | ۹میلیمتردرهرچشمه یاهر۶ متر طول |
| | | | | | حداکثر ۱۹ میلیمتر در کل طول |
| | | ب | درنعل درگاهها، زیرسریها، جانپناههای نمایان شیارهای افقی و دیگر خطوط برجسته نمایان و مهم | | ۶ میلیمتر در هر ۶ متر طول |
| | | | | | حداکثر ۱۲ میلیمتر در کل طول |
| ۳ | انحراف ستونها، دیوارها و تیغه‌های جداکننده از موقعیت مشخص شده در پلان ساختمان | | در هر چشمه | | ۱۲ میلیمتر |
| | | | در هر شش متر طول | | ۱۲ میلیمتر |
| | | | حداکثر در کل طول | | ۲۵ میلیمتر |
| ۴ | انحراف از اندازه و موقعیت بازشوهای واقع در کف و دیوار و غلافها | | | | ۶ ± میلیمتر |
| ۵ | اختلاف در ابعاد ستونها، مقطع عرضی ستونها و تیرها و ضخامت دالها و دیوارها | الف | در جهت نقصانی | | ۶ میلیمتر |
| | | ب | در جهت اضافی | | ۱۲ میلیمتر |
| ۶ | شالوده‌ها | الف | اختلاف اندازه‌ها در پلان | نقصانی | ۱۲ میلیمتر |
| | | | | اضافی | ۵۰ میلیمتر |
| | | ب | جابجایی یا خروج از مرکز | | دو درصد عرض شالوده در امتداد طول مورد نظر مشروط برآنکه بیش از ۵۰ میلیمتر نباشد. |
| | | پ | ضخامت | کاهش ضخامت نسبت به آنچه تعیین شده | ۵ درصد |
| | | | | افزایش ضخامت نسبت به آنچه تعیین شده | محدودیتی ندارد |
| ۷ | پله‌ها | الف | در تعداد معدودی پله | ارتفاع پله | ۳ ± میلیمتر |
| | | | | کف پله | ۶ ± میلیمتر |
| | | ب | در پله‌های متوالی | ارتفاع پله | ۱/۵ ± میلیمتر |
| | | | | کف پله | ۳ ± میلیمتر |

## ❑ ۹-۲ مصالح

مصالح مناسب برای قالب را باید با توجه به ملاحظات اقتصادی، ایمنی، و سطح تمام شده مورد نظر انتخاب کرد. مشخصه‌های فیزیکی و مکانیکی مصالح باید در ساخت قسمتهای مختلف مانند بدنه، رویه، ملحقات، اجزای نگهدارنده قالب و نظایر آن مورد توجه قرار گیرند.

## ❑ ۹-۳ ضوابط طراحی

### ۹-۳-۱ طراحی قالب

قالب باید طوری طراحی شود که بتواند بارهای وارده را قبل از این که سازه بتنی مقاومت کافی به دست آورد، با ایمنی مناسبی تحمل کند.

### ۹-۳-۲ بارهای وارد بر قالب

#### ۹-۳-۲-۱ بارهای قائم

مهمترین بارهای قائم زنده و مرده وارد بر قالب عبارتند از:

الف- وزن قالبها و پشت بندها

ب- وزن بتن تازه

پ- وزن آرماتورها و سایر اقلام کار گذاشته شده در بتن

ت- وزن افراد، وسایل کار، گذرگاهها، و سکوهای کار

ث- بارهای موقت حاصل از انبار کردن مصالح

ج- فشار رو به بالای باد

### ۹-۳-۲-۲ بارهای جانبی

مهمترین بارهای جانبی وارد بر قالب عبارتند از:

الف- رانش بتن تازه

ب- فشار و مکش باد

پ- بارهای ناشی از تغییرات دما

### ۹-۳-۲-۳ بارهای ویژه

مهمترین بارهای ویژه عبارتند از:

الف- بار ناشی از بتن‌ریزی نامتقارن

ب- ضربه حاصل از ماشین‌آلات و پمپ بتن

پ- نیروهای رو به بالا در قالبها و اقلام کارگذاشته در بتن

ت- اثرهای دینامیکی نظیر اثر تخلیه بتن از جام حمل بتن

ث- بارهای حاصل از نشست نامتقارن تکیه‌گاههای قالب

ج- بارهای ناشی از لرزاندن و متراکم کردن بتن

چ- فشار دوغاب تزریقی در بتن پیش آکنده

## ❑ ۹-۴ اجرا

### ۹-۴-۱ کلیات

۹-۴-۱-۱ توصیه می‌شود سطوح فوقانی با شیب بیشتر از ۳:۲ (۲ قائم/۳ افقی) قالب‌بندی شوند، به هر حال تعبیه قالب برای سطح فوقانی با شیب بیشتر از ۱:۱ الزامی است.

۹-۴-۱-۲ قبل از جاگذاری آرماتورها باید تا حد امکان رویه قالبها را نصب کرد و مواد رهاساز را روی قالبها مالید.

۹-۴-۱-۳ قطعات رویه قالبها باید در کنار هم طوری قرار گیرند (جذب و جفت شوند) که هدر رفتن شیره بتن ممکن نباشد.

۹-۴-۱-۴ قالبها باید از هر نوع آلودگی، ملاتها، مواد خارجی و نظایر اینها عاری باشند و قبل از هر بار مصرف با مواد رهاساز پوشانده شوند. این مواد را باید چنان به کار برد که بدون آلوده شدن آرماتورها،روی سطوح قالب لایه‌ای یکنواخت و نازک به وجود آید.

۹-۴-۱-۵ در مواردی که دسترسی به کف قالبها دشوار یا غیر ممکن باشد، باید با تعبیه دریچه‌های بازدید و کفشویهای قالب امکان تمیز کردن قالب قبل از بتن‌ریزی را فراهم کرد.

۹-۴-۱-۶ در صورتی که کیفیت سطح تمام شده اهمیتی خاص داشته باشد، نباید از قطعات قالبهای صدمه دیده در مراحل قبلی استفاده کرد.

۹-۴-۱-۷ هنگام برداشتن قالب سطوح زیرین قطعات بتن آرمه باید با رعایت بند ۹-۴-۱-۸ پایه‌هایی بعنوان پایه‌های اطمینان در زیر سطوح باقی گذاشت، تا از بروز تغییر شکلهای تابع زمان جلوگیری شود.

۹-۴-۱-۸ پیش‌بینی پایه‌های اطمینان برای تیرهای با دهانه بزرگتر از پنج متر، تیرهای کنسول بطول بیشتر از دو و نیم متر، دالهای با دهانه بزرگتر از سه متر، و دالهای کنسول

بطول بیشتر از یک و نیم متر اجباری است. تعداد پایه‌های اطمینان باید طوری باشد که فاصله آنها به هرحال از سه متر تجاوز نکند.

### ۹-۴-۲ تنظیم مجموعه قالب بندی

مجموعه قالب‌بندی باید در تمامی مراحل قبل از بتن‌ریزی، ضمن و بعد از آن بدقت زیر نظر باشد و بمنظور حفظ مجموعه در محدوده رواداریهای تعیین شده تنظیم شود.

### ۹-۴-۳ قالب‌برداری

#### ۹-۴-۳-۱ کلیات

الف- قالب باید موقعی برداشته شود که بتن بتواند تنشهای موثر را تحمل کند و تغییر شکل آن از تغییر شکلهای پیش‌بینی شده تجاوز نکند.

ب- پایه‌ها و قالبهای باربر نباید قبل از آنکه اعضا و قطعات بتنی مقاومت کافی را برای تحمل وزن خود و بارهای وارد کسب کنند، برچیده شوند.

پ- عملیات قالب‌برداری و برچیدن پایه‌ها باید گام به گام، بدون اعمال نیرو و ضربه، طوری صورت گیرد که اعضا و قطعات بتنی تحت اثر بارهای ناگهانی قرار نگیرند، بتن صدمه نبیند و ایمنی و قابلیت بهره‌برداری قطعات مخدوش نشود.

ت- در صورتی که قالب‌برداری قبل از پایان دوره مراقبت انجام پذیرد، باید تدابیری برای مراقبت بتن پس از قالب‌برداری اتخاذ کرد.

### ۹-۴-۳-۲ زمان قالب‌برداری

الف- در صورتی که زمان قالب‌برداری در طرح تعیین و تصریح نشده باشد باید زمانهای داده شده در جدول ۹-۴-۳-۲ را به عنوان حداقل زمان لازم برای برچیدن قالبها و پایه‌ها ملاک قرار داد.

جدول ۹-۴-۳-۲ حداقل زمان لازم برای قالب‌برداری*

| شرح / نوع قالب‌بندی | | دمای مجاور سطح بتن (درجه سلسیوس) | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | ۲۴وبیشتر | ۱۶ | ۸ | ۰ |
| قالبهای قائم، ساعت | | ۹ | ۱۲ | ۱۸ | ۳۰ |
| دالها | قالب زیرین، شبانه‌روز | ۳ | ۴ | ۶ | ۱۰ |
| | پایه‌های اطمینان، شبانه‌روز | ۷ | ۱۰ | ۱۵ | ۲۵ |
| تیرها | قالب زیرین، شبانه روز | ۷ | ۱۰ | ۱۵ | ۲۵ |
| | پایه‌های اطمینان، شبانه‌روز | ۱۰ | ۱۴ | ۲۱ | ۳۶ |

* زمانهای داده شده با رعایت نکات مشروح زیر معتبرند :

- بتن با سیمان پرتلند معمولی نوع یک یا دو یا سایر سیمانهایی که روند کسب مقاومت مشابه دارند، ساخته شده باشد.

- در صورتی که ضمن سخت شدن بتن دمای محیط به کمتر از صفر درجه سلسیوس تنزل کند زمانهای داده شده را باید با توجه به شرایط بند ۷-۶-۳ اصلاح کرد.

- در صورت استفاده از سیمان پرتلند نوع سه یا مواد تسریع کننده می‌توان زمانهای داده شده را کاهش داد.

- در صورت استفاده از مواد کندگیر کننده، سیمان پرتلند نوع پنج یا سیمانهایی که روند کسب مقاومت مشابه دارند، باید زمانهای داده شده را افزایش داد.

- در صورتی که ملاحظاتی خاص برای جلوگیری از ترکها (به خصوص در اعضا و قطعات با ضخامتهایی متفاوت یا رویارو با دماهای مختلف)، یا تقلیل تغییر شکلهای ناشی از وارفتگی مورد نظر باشد، باید زمانهای داده شده را افزایش داد.

- در صورتی که عمل آوردن تسریع شده یا قالب‌بندی خاصی مورد نظر باشد تقلیل زمانهای داده شده امکان پذیر است.

ب- برچیدن قالبها و پایه‌ها در مدتی کمتر از زمانهای داده شده در جدول ۹-۴-۳-۲ فقط به شرط آزمایش قبلی میسر است.

درصورتی که آزمایش آزمونه‌های آگاهی (نگهداری شده در کارگاه) حاکی از رسیدن مقاومت بتن به حداقل هفتاد درصد مقاومت بیست و هشت روزه مورد نظر باشد، می‌توان قالبهای سطوح زیرین را برداشت ولی برچیدن پایه های اطمینان فقط در صورتی مجاز است که علاوه بر مراعات تمامی محدودیتها، بتن به مقاومت بیست و هشت روزه مورد نظر رسیده باشد.

### ۹-۴-۳-۳ برداشتن پایه‌های اطمینان

الف- برای تیرهای با دهانه تا هفت متر برداشتن کل قالب و داربست و زدن پایه‌های اطمینان مجاز است ولی برای دهانه‌های بزرگتر از هفت متر، تنظیم قالب و داربست باید طوری باشد که برداشتن قالب بدون جابجایی پایه‌های اطمینان میسر باشد.

ب- برای سازه‌های متشکل از دیوارها و دالهای بتن آرمه، نظیر سازه‌هایی که با قالبهای تونلی یا قالبواره‌های به ابعاد بزرگ ساخته شوند، می‌توان برچیدن پایه‌های اطمینان و برپایی مجدد آنها را در دهانه‌های تا ده متر مجاز دانست مشروط بر آن که زدن پایه‌های اطمینان بلافاصله پس از برداشتن قالب باشد و در عمل اطمینان حاصل شود که هیچ نوع ترک یا تغییر شکل نامطلوب بروز نخواهد کرد.

پ- به طور کلی در صورتی که قطعه مورد نظر جزیی از سیستمی پیوسته باشد، موقعی می‌توان پایه‌های اطمینان را برداشت که تمامی قطعات مجاور آن هم بتن‌ریزی شده باشند.

درصورتی که تیر یا دال یکسره طراحی شده باشد، نمی‌توان پایه‌های اطمینان دهانه‌ای را برچید مگر آن که دهانه‌های طرفین آن بتن‌ریزی شده باشند و بتن آن نیز مقاومت لازم را به دست آورده باشد.

ت- در صورت تکیه کردن مجموعه قالب‌بندی طبقه فوقانی روی طبقه تحتانی فقط وقتی می‌توان پایه‌های اطمینان طبقه زیرین را برچید که بتن طبقه بالا مقاومت لازم را به دست آورده باشد. توصیه می‌شود پایه‌های اطمینان همیشه در دو طبقه متوالی وجود داشته باشند و تا حد امکان هر دو پایه اطمینان نظیر در دو طبقه، روی هم و در امتدادی واحد قرار گیرند.

ث- برداشتن پایه‌های اطمینان باید بدون اعمال فشار و ضربه و طوری باشد که بار بتدریج از روی آنها حذف شود، (در دهانه‌های بزرگ از وسط دهانه بسمت تکیه‌گاه‌ها و در کنسولها از لبه بطرف تکیه‌گاه). برداشتن بار از روی پایه‌های اطمینان در دهانه‌های بزرگ و قطعاتی که نقش سازه‌ای حساسی دارند، باید با وسایل قابل کنترل انجام پذیرد به طوریکه در صورت لزوم در هر لحظه بتوان باربرداری از روی پایه‌ها را متوقف کرد.

## ۹-۵ قالب‌بندی و قالب‌برداری سازه‌های ویژه

برای این منظور باید تدابیری خاص اتخاذ شده و روشهای مربوط در مشخصات فنی خصوصی قید شوند.

## ۹-۶ قالب‌بندی و قالب‌برداری برای روشهای ویژه ساختمانی

در قالب‌بندی و قالب‌برداری برای روشهای ویژه ساختمانی باید علاوه بر مراعات ضوابط کلی، ضوابط ویژه مربوط که در مشخصات فنی خصوصی بتفصیل درج می‌شوند نیز رعایت شوند.

### ۹-۶-۱ قالبهای بتن پیش آکنده

قالبها در این روش باید بنحوی قرار گیرند که فشار دوغاب تزریقی و سایر نیروهای وارده را تحمل کرده مانع از هدر رفتن آن شده و امکان تخلیه هوا را نیز فراهم سازند زیرا در بتن پیش آکنده دوغاب باید هوای اطراف سنگدانه‌ها را بیرون رانده و خود جای آن را بگیرد.
فشار جانبی مضاعف در این روش، بهره‌گیری از نیروی انسانی ماهرتر، جزئیات اجرایی دقیق‌تر و کاربرد مصالح مرغوب‌تر در مقایسه با قالب‌بندی بتن‌های متعارف را، اجتناب‌ناپذیر می‌سازد.

### ۹-۶-۲ قالبهای لغزان

قالبهای لغزان به طور عمده به دو نوع قائم و افقی تقسیم می‌شوند. قالبهای لغزان قائم برای سازه‌های قائم نظیر سیلوها، تاسیسات ذخیره‌سازی مواد و مصالح، هسته‌های مقاوم و دیوارهای برشی ساختمانها، پایه‌ها، دودکشها، برجهای مخابراتی، مراقبت و دیدبانی، دیوارهای محافظتی در تاسیسات هسته‌ای و اتمی و سازه‌های مشابه بکار می‌رود. قالبهای لغزان افقی در کارهایی نظیر پوشش تونلها، لوله‌های آب، کانالهای زهکشی، اعضا و قطعات پیش ساخته، روکش کانالها و موارد مشابه بکار می‌رود.
عملیات لغزاندن قالبها باید زیر نظر مستقیم فرد یا افراد مجرب در زمینه کارکرد با این نوع قالبها صورت پذیرد.

رواداریهای لازم برای اجرای کار با استفاده از قالبهای لغزان باید در مشخصات فنی خصوصی قید شود.

### ۹-۶-۳ قالبهای ماندگار

قالبهای ماندگار قالبهایی هستند که در جای خود باقی می‌مانند و ممکن است جزیی از سازه ساختمان نیز به حساب آیند. این قالبها می‌توانند از نوع صلب نظیر عرشه‌های فلزی (ورقهای ذوزنقه‌ای یا موجدار)، بتن پیش ساخته، چوب، انواع پلاستیک و گونه‌های مختلف تخته‌های ساخته شده از الیاف یا نوع انعطاف‌پذیر مانند کاغذ موجدار مسلح دافع آب یا توری سیمی پشت کاغذی ضد آب باشند.

باید دقت لازم به عمل آید تا این نوع قالبها تحت تاثیر بارهای زمان اجرا دچار اعوجاج، افتادگی و تغییر شکل‌های خارج از حدود رواداریها نگردند. در صورت استفاده از قالبهای صلب باید ضمن محاسبات سازه‌ای، به بارهای متمرکز زنده و مرده‌ای که بویژه در زمان اجرا به اعضا و قطعات واقع بر حد فاصل عناصر تکیه‌گاهی وارد می‌شود، توجه گردد.

### ۹-۶-۴ قالب برای قطعات بتنی پیش ساخته

#### ۹-۶-۴-۱ مقدمه

این نوع قالبها برای ساخت اعضا و قطعات بتنی پیش ساخته باربر و غیر باربر به‌کار می‌روند.

#### ۹-۶-۴-۲ ملزومات

در این قالبها استفاده از ملزومات و ادواتی که از صلبیت و کیفیت مطلوب برخوردار بوده و میلگردها را در محل و موقعیت صحیح نگهدارند، اهمیتی بسزا دارد. تمامی بازشوها، خم‌ها، قطعات جاگذاری شده، قلابهای مخصوص حمل و نقل و ادوات مورد نیاز برای اتصال

قطعات بتنی که قرار است در بتن جـا داده شـوند بـاید بدقـت در موقعیت‌هـای تعییـن شـده استقرار یافته و بنحوی مطمئن به قالب متصل گردند.

کیفیت و مقاومت ملزومات مورد بحث باید مطابق نقشه‌ها و مشخصات منضم به پیمان باشد.

### ۹-۶-۴-۳ رواداریها

رواداریهای لازم برای اعضا و قطعات بتنی پیش ساخته در جدول ۹-۱-۴ آمده است.

### ۹-۶-۴-۴ باز کردن قالبها

اعضا و قطعات بتنی پیش‌ساخته باید هنگامی از قالب جدا شوند که بتن مقاومت مشـخصه را به دست آورده باشد. زمان باز کردن قالبها به کمک اندازه‌گیری مقاومت آزمونـه‌هایی کـه در شرایط کارگاهی به عمل آمده باشند، تعیین می‌شود.

روشهای حمل و جدا کردن اعضا و قطعات پیش ساخته از قالب، بـاید بـه تصویـب دسـتگاه نظارت برسد.

### ۹-۶-۴-۵ استفاده از بتن پیش ساخته بعنوان قالب

صفحات یا قطعات بتنی پیش ساخته بعنوان قالب بـرای بتن‌ریـزی درجـا و سـاخت اعضـا و قطعات بتنی پیش ساخته، هم بعنوان قالب ماندگار و هم بعنوان قالبی که خود جزیـی از بتـن اصلی محسوب می‌شود، مورد استفاده قرار می‌گیرند. قطعات بتن پیش سـاخته بعنـوان قـالب ممکن است از بتن بدون آرماتور، بتن آرمه و بتن پیش تنیده در کارخانه و یا کارگـاه سـاخته شوند. متداول‌ترین قالبهای بتنی پیش ساخته، دالهای بتنی هستند که پس از استقرار در محـل به عنوان قالب و ریخته شدن بتن تکمیلی روی آنها، بصورت مقاطع مرکب عمل می‌نمایند.

### ۹-۶-۴-۶ ملاحظات طراحی

جایی که قرار است قالب بتنی پیش ساخته با بتن سازه‌ای بشکل مقطع مرکب عمل نماید، باید صفحات قالب با توجه به جزییات مربوط، طرح و محاسبه شوند. برای قالبهای ماندگاری که قرار است بمنظور حصول نمای مطلوب به کار روند باید ویژگیهای سطوح تمام شده و حداقل ضخامت مطلوب مصالح نما مشخص شود.

جزییات اتصالات باید چنان باشند که از جفت شدن قطعات پیش ساخته به یکدیگر و نیز به قطعات ریخته شده موجود درجا جلوگیری بعمل آید.

پیوستگی موثر بین قطعه قالب پیش ساخته و بتن سازه‌ای ضروری است.

قلابهای مخصوص حمل و نقل قالبهای بتنی را می‌توان چنان طراحی و اجرا نمود که بعنوان قلاب مهاری یا برشگیر عمل نمایند.

قالبهای بتنی پیش ساخته که قرار است با بتن درجا بصورت مرکب عمل نمایند باید بر اساس ضوابط بخش دوم این آیین‌نامه طرح و محاسبه شوند.

### ۹-۶-۵ قالب برای بتن‌ریزی در زیر آب

قالب برای بتن‌ریزی در زیر آب، با توجه به ملاحظاتی که در مورد دیگر انواع قالب آمده است، طرح و محاسبه می‌شود با این تفاوت که جرم بتن در زیر آب در اثر نیروی ارشمیدس به اندازه جرم آب جابجا شده کاهش می‌یابد.

در ناحیه جزر و مد، قالبها باید برای پایین‌ترین تراز آب طرح و محاسبه شوند. تغییرات در برنامه‌های اجرایی ممکن است بتن‌ریزی را که برای حالت غوطه‌وری برنامه‌ریزی شده با تغییر شرایط مواجه سازد و به این ترتیب فشار آب را از دایره عمل خارج نماید.

قالبهای زیرآبی را باید تا حد امکان در قطعات بزرگ و در بالای سطح آب ساخت و سپس در محل خود در زیر آب مستقر کرد.

باید از به کار بردن کشهای درونی در قالب که می‌تواند در کار بتن‌ریزی اختلال ایجاد کند، تا حد امکان پرهیز شود.

قالبها باید بدقت به یکدیگر متصل شده و بترتیبی در کنار مصالح و یا قسمتهای ساخته شده قبلی قرار گیرند که دوغاب و ملات تحت تاثیر فشار از درزها خارج نشود. چنانچه قالب در معرض عبور جریان آب قرار می‌گیرد باید از وجود منافذ کوچک در قالب که امکان شسته شدن ذرات بتن تازه را فراهم می‌سازد، پرهیز گردد.

## ❑ ۹-۷ لوله‌ها و مجراهای مدفون در بتن

**۹-۷-۱** مدفون کردن لوله‌ها و مجراهای آب، فاضلاب، بخار، و گاز در بتن تیرها و ستونها و در امتداد محور آنها، یا در بتن قطعات صفحه‌ای و بموازات میانصفحه آنها جز در موارد مندرج در بند ۹-۷-۲ ممنوع است.

از عبور دادن لوله‌ها و مجراهای مذکور عمود بر امتدادهای ذکر شده هم باید تا حد امکان احتراز کرد. در صورت ضرورت باید اطراف لوله‌ها و مجراها بنحوی مناسب تقویت شود.

**۹-۷-۲** در مناطقی که بارندگی مستمر ندارند، می‌توان برای ساختمانهای تا سه طبقه، ناودان را در داخل بتن ستون دفن کرد مشروط بر این که در انجام محاسبات سازه فضای اشغال شده توسط ناودان، خالی در نظر گرفته شود.

**۹-۷-۳** عبور دادن لوله‌ها و مجراها از داخل فضای خالی تیرها و ستونهای با مقطع مجوف مشروط بر این که قابل بازدید و قابل تعویض باشند بلامانع است.

**۹-۷-۴** دفن کردن لوله‌ها و مجراهای تاسیساتی و برقی جز در موارد مندرج در بند ۹-۷-۱ مجاز است، مشروط بر این که سایر ضوابط بند ۹-۷ رعایت شوند.

**۹-۷-۵** لوله‌ها و مجراهای آلومینیومی نباید در قطعات بتنی دفن شوند مگر آن که بطرزی موثر روکش شده باشند به طوریکه ترکیب شیمیایی میان بتن و آلومینیوم و نیز فعل و انفعال الکتروشیمیایی بین آلومینیوم و فولاد امکان پذیر نباشد.

**۹-۷-۶** در قالب‌بندی پوشش‌های طبقات و نیز دیوارهای باربر باید عبور لوله‌ها و مجراهای مورد نیاز تاسیسات مکانیکی و برقی مطابق نقشه‌های مربوط پیش‌بینی شود، تا تخریب بتن پس از اتمام بتن‌ریزی لازم نشود. در موارد اضطراری که تعبیه سوراخها در زمان قالب‌بندی و بتن‌ریزی پیش‌بینی نشده باشد، سوراخ کردن دال یا دیوار فقط با استفاده از وسایل مناسب و مصوب مجاز است.

**۹-۷-۷** قراردادن لوله‌های پلاستیکی داخل ستونها، و دیوارها برای عبور میل مهارهای قالب بشرط پرکردن آنها با ملات ماسه سیمان پس از قالب‌برداری، مجاز است. درصورتی که تعداد و قطر این لوله‌ها در حدی باشد که هیچیک از مقاطع بتن بیشتر از ۳ درصد تقلیل نیابد، می‌توان از پر کردن داخل آنها صرفنظر کرد.

**۹-۷-۸** سطح اشغال شده توسط لوله‌ها و مجراهایی که همراه بستهای خود در بتن ستون دفن می‌شوند نباید بیشتر از ۳ درصد سطح مقطعی که محاسبه مقاومت قطعه بر آن اساس بوده یا برای مقابله با اثر آتش‌سوزی مورد نیاز است باشد. به علاوه این گونه لوله‌ها و مجراها باید در حوالی محور طولی ستون قرار گیرند.

به هر حال نباید عملکرد قطعه با خدشه قابل ملاحظه‌ای مواجه شود. در صورت برآورده نشدن شروط فوق باید اثر مجراها در مقاومت ستونها منظور شود.

**۹-۷-۹** لوله‌ها و مجراهای مدفون در بتن دالها، تیرها، و دیوارها جز در مواردیکه نقشه‌های آنها به تصویب مهندس طراح رسیده باشند، باید با ضوابط زیر مطابقت داشته باشند:

**۹-۷-۹-۱** ابعاد بیرونی آنها نباید از $\frac{۱}{۳}$ ضخامت کل قطعه مورد نظر بیشتر باشد.

**۹-۷-۹-۲** فاصله مرکز تا مرکز هر دو لوله یا مجرای مجاور هم نباید از ۳ برابر قطر یا عرض آنها کمتر باشد.

## ❑ ۹-۸ درزهای اجرایی

**۹-۸-۱** تعداد درزهای اجرایی باید در کمترین حد لازم برای انجام کار انتخاب شود.

**۹-۸-۲** در تعیین موقعیت درزهای اجرایی باید دقت کافی به عمل آید. تیپ درزهای اجرایی و موقعیت آنها بسته به اهمیت کار باید در نقشه‌ها منعکس یا در کارگاه به وسیله دستگاه نظارت تعیین شود. در هر حال تعیین موقعیت درزهای اجرایی را نباید به محل یا زمانی دلخواه از قبیل پایان روز کار موکول کرد.

**۹-۸-۳** در درزهای اجرایی باید سطح بتن را تمیز کرد و دوغاب خشک شده را از روی آن زدود.

**۹-۸-۴** درزهای اجرایی را باید در مقاطعی پیش‌بینی کرد که در آنها تلاشها و بویژه نیروهای برشی کمترین مقدار را دارند. در صورت لزوم برای انتقال نیروهای برشی و سایر تلاشها، در محل درزهای اجرایی باید پیش‌بینی‌های لازم به عمل آید. به بند ۱۲-۱۴-۲-۵ رجوع شود.

**۹-۸-۵** برای تامین پیوستگی بتن در محل درزهای اجرایی باید سطح بتن قبلی را خشن ساخت و سپس لایه بعد را ریخت.

**۹-۸-۶** باید تمامی سطوح درزهای اجرایی را قبل از بتن‌ریزی جدید بصورت اشباع با سطح خشک درآورد.

**۹-۸-۷** درزهای اجرایی نباید بدون شکل باشند بلکه باید امتدادی عمود بر امتداد تنشهای عمودی داشته باشند. از ایجاد درزهای بزرگ اجرایی باید خودداری کرد و درزهای لازم را به صورت پلکانی یا سطوح شکسته در نظر گرفت.

**۹-۸-۸** ایجاد درزهای اجرایی قائم باید با قالبهای مناسب انجام شود.

**۹-۸-۹** ایجاد درزهای اجرایی کفها باید در ثلث میانی دهانه دالها و تیرهای اصلی و فرعی قرار گیرند. در تیرهای اصلی فاصله هر درز اجرایی تا تیر فرعی متقاطع با آنها نباید از دو برابر عرض تیر فرعی کمتر باشد. در صورت تعارض مفاد بند ۹-۸-۴ اولویت دارد.

**۹-۸-۱۰** تیرها یا دالهای متکی بر ستونها یا دیوارها را تا زمانی که این اعضای قائم حالت خمیری دارند، نباید بتن‌ریزی کرد.

**۹-۸-۱۱** بتن تیرها و سر ستونها را باید بصورت یکپارچه با بتن دال ریخت، مگر آن که خلاف آن در نقشه ها یا دفترچه مشخصات تصریح شده باشد.

# بخش دوم

## اصول تحلیل و طراحی

# فصل دهم

# اصول تحلیل و طراحی

## ۱۰-۰ علائم اختصاری

D = بار مرده

E = بار زلزله

$E_c$ = مدول الاستیسیته بتن، مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)

$f_c$ = مقاومت فشاری مشخصه بتن، مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)

F = فشار و وزن مایعات

$G_c$ = مدول برشی بتن، مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)

H = فشار رانشی و وزن خاک

k = ضریب طول موثر برای اعضای فشاری

$\ell_n$ = طول دهانه آزاد برتابر تکیه‌گاه‌ها در امتدادی که لنگرها برای آن محاسبه می‌شوند، میلیمتر

$\ell_u$ = طول مهار نشده (بدون اتکا) در عضو فشاری، میلیمتر

L = بار زنده

R = درصد باز پخش لنگرهای خمشی منفی

r = شعاع ژیراسیون مقطع عضو فشاری، میلیمتر

$S$ = تلاش

$S_r$ = مقاومت نهایی

$S_u$ = تلاش نهایی

$T$ = آثار تجمعی حرارت- وارفتگی و جمع‌شدگی بتن و نشست نامتجانس تکیه‌گاه‌ها

$w_u$ = بار نهایی در واحد طول یا واحد سطح

$W$ = بار باد

$\gamma_f$ = ضریب جزیی ایمنی عاملها

$\gamma_n$ = ضریب اصلاحی بار

$\rho$ = نسبت آرماتور کششی

$\rho'$ = نسبت آرماتور فشاری

$\rho_b$ = نسبت آرماتورکششی در مقطع متعادل

$\phi_c$ = ضریب جزیی ایمنی مقاومت بتن

$\phi_m$ = ضریب جزیی ایمنی مقاومت مصالح

$\phi_n$ = ضریب اصلاح مقاومت

$\phi_s$ = ضریب جزیی ایمنی مقاومت فولاد

## ❑ ۱۰-۱ گستره

۱۰-۱-۱ ضوابط این فصل مربوط به اصول کلی هستند که درتحلیل و طراحی سازه‌ها باید رعایت شوند. این اصول شامل: روش طراحی، بارگذاری و ترکیبات آنها، ضرائب ایمنی توصیه شده، فرضیات مربوط به روشهای مختلف تحلیل سازه‌ها و ضوابط کلی که در طراحی بعضی قطعات مورد استفاده قرار می‌گیرد، می‌شوند.

## ❑ ۱۰-۲ مبانی طراحی

### ۱۰-۲-۱ هدف طراحی

۱۰-۲-۱-۱ منظور از طرح یک سازه تعیین پیکربندی، ابعاد و مشخصات قطعات آن بنحوی است که سه هدف اصلی تعیین شده در بندهای ۱۰-۲-۱-۲ تا ۱۰-۲-۱-۴ تامین شوند.

### ۱۰-۲-۱-۲ ایمنی

منظور از ایمنی این است که مجموعه سازه، شامل قطعات و اتصالات آن، طوری سازمان داده شود که سازه از انسجام و پایداری کافی برخوردار باشد و :

الف- تحت اثر بارها و سربارهای متعارف آسیب نبیند.

ب- در اثر بارها و سربارهای استثنایی گسیخته نشود و فرو نریزد.

### ۱۰-۲-۱-۳ عملکرد مطلوب

منظور از عملکرد مطلوب این است که سازه برای بهره‌برداری پیش‌بینی شده ساختمان مزاحمت فراهم نکند و :

الف- تحت اثر بارها و سربارهای متعارف در آن ترک‌خوردگی و تغییر شکل بیش از حد بوجود نیاید بطوریکه اجزای غیر سازه‌ای، نظیر نازک‌کاری و تیغه‌ها، دچار آسیب شوند.

ب- در اثر لرزش در بهره‌برداری کنندگان احساس ناامنی بوجود نیاید.

### ۱۰-۲-۱-۴ پایایی

منظور از پایایی‌این است که مصالح سازه کیفیت خود را در تمام طول عمر پیش‌بینی شده حفظ کند، بطوریکه در اثر پیری، فرسودگی، خوردگی و مانند آن ایمنی و قابلیت بهره‌برداری سازه بیش از حد تقلیل نیابد.

### ۱۰-۲-۲ روش طراحی

**۱۰-۲-۲-۱** روش طراحی در این آیین‌نامه، "طراحی در حالات حدی" است. در این روش سازه طوری طراحی می‌شود که با ایمنی مشخصی، تحت هیچ یک از شرایط نامساعد بارگذاری به هیچ یک از حالتهای ویژه که اصطلاحا" "حالتهای حدی" نامیده می‌شوند، نرسد.

حالتهای حدی حالاتی هستند که سازه یا قسمتهایی از آن تا رسیدن به آنها وظایف خود را بطور کامل انجام می‌دهد ولی پس از رسیدن به هر یک از آنها قادر به انجام وظایف خود در آن حالت خاص نبوده، از حیز انتفاع ساقط می‌شود. حالات حدی به دو گروه عمده بشرح بندهای ۱۰-۲-۲-۲ و ۱۰-۲-۲-۳ تقسیم می‌شوند.

### ۱۰-۲-۲-۲ حالات حدی نهایی

به حالاتی گفته می‌شودکه به حداکثر ظرفیت باربری سازه یا قسمتی از آن مربوط می‌شوند. این حالات ممکن است به یکی از صورتهای زیر اتفاق بیفتند :

الف- از دست رفتن تعادل سازه و یا قسمتی از آن به عنوان یک جسم صلب.

ب- تغییر شکل یا تغییر مکان سازه یا قسمتی از آن در حدی که شکل هندسی و در نتیجه رفتار سازه را به کلی تغییر دهد.

پ- رسیدن سازه به حداکثر ظرفیت باربری خود به یکی از صورتهای زیر:

- در هم شکستن مقاطع، قطعات و یا اتصالات آنها به دلیل گسیختگی یا تغییر شکلهای بیش از حد و یا خستگی در مصالح. این حالت "حالت حدی نهایی مقاومت" نامیده می‌شود.

- تبدیل شدن سازه یا قسمتی از آن به مکانیزم.

- از دست رفتن پایداری کل سازه و یا قسمتی از آن.

### ۱۰-۲-۲-۳ حالات حدی بهره‌برداری

به حالاتی گفته می‌شود که به معیارهای قابلیت بهره‌برداری سازه و یا پایایی آن مربوط می‌شوند. این حالات ممکن است به یکی از صورتهای زیر اتفاق بیفتند:

الف- تغییر شکل بیش از حد سازه یا اجزای آن بنحوی که به منظر یا عملکرد مناسب سازه اثر نامطلوب گذاشته و به خود سازه، نازک‌کاری و یا قطعات غیر سازه‌ای آسیب برساند.

ب- لطمات موضعی نظیر ترک‌خوردگی، پوسته شدن یا از هم پاشیدن بیش از حد بتن بطوریکه لزوم نگهداری بیش از حد متعارف را ایجاب کند و یا خطر خوردگی در آرماتور را افزایش دهد و در نتیجه به منظر و عملکرد مناسب سازه آسیب برساند.

پ- لرزش بیش از حد سازه در اثر بارهای بهره‌برداری، نیروی باد یا ماشین آلات بطوریکه در استفاده‌کنندگان از سازه ایجاد نگرانی کند و یا عملکرد سازه را مختل نماید.

ت- در مواردی که سازه برای عملکرد نامتعارف خاصی طراحی می‌شود ممکن است حالتهای حدی دیگری متناسب با این شرایط خاص مطرح شوند که وقوع آنها عملکرد

سازه را دچار اختلال کنند. این حالتها با تشخیص و قضاوت مهندس محاسب تعیین می‌شوند.

**۱۰-۲-۲-۴** در طراحی سازه‌ها علاوه بر بررسی حالات حدی ملاحظات زیر باید رعایت شوند:

الف- اجزای مختلف سازه و اتصالات آنها باید چنان سازماندهی شوند که پایداری کلی و انسجام سازه تامین شود. در این مورد بویژه باید اطمینان حاصل شود که سازه در اثر آسیب موضعی اتفاقی دچار گسیختگی کلی و یا گسیختگی زنجیره‌ای نخواهد شد.

ب- مقاومت سازه در مقابل آتش‌سوزی، باید با پیش‌بینی تدابیر خاص، تامین شود. در این مورد رعایت آیین‌نامه‌های خاص این موضوع الزامی است.

پ- پایایی سازه باید با پیش‌بینی تدابیر مناسب تامین شود. برای این امر رعایت مشخصات فنی اجرایی شامل: کیفیت و حداقل مقدار سیمان، کیفیت آب، نسبت آب به سیمان، نوع و کیفیت دانه‌های سنگی، حداکثر مواد زیان‌آور در مواد متشکله بتن، نسبت‌های اختلاط، شرایط ریختن و جا دادن بتن، مراقبت بتن، سطوح واریز، درزهای ساختمانی و مانند اینها الزامی است.

ت- طراحی سازه باید جزیی از جریان طراحی- اجرا- نگهداری تلقی شود و نسبت به صحت هر یک از سه جزء اطمینان حاصل گردد. در این مورد بویژه باید نوع مصالح مصرفی و نوع تولید آنها از استانداردهای مشخصی تبعیت کنند، کیفیت اجرا با نظارت صحیح تضمین و رعایت ضوابط استفاده و نگهداری از سازه توسط مسئولین ذیربط کنترل شود.

**۱۰-۲-۲-۵** در این آیین‌نامه کنترل در حالات حدی، تنها برای "حالت حدی نهایی مقاومت" و "حالات حدی بهره‌برداری" بشرح بندهای ۱۰-۲-۲-۶ و ۱۰-۲-۲-۷ و با منظور کردن ضرائب جزیی ایمنی بشرح بند ۱۰-۲-۳ صورت می‌گیرد. برای سایر حالات حدی کنترل خاصی پیش‌بینی نمی‌شود ولی کنترل تعادل استاتیکی کلی سازه بعنوان یک جسم صلب و کنترل عدم تشکیل مکانیزم در سازه جزء الزامات اولیه و لاینفک طراحی است. برای حالت حدی ناپایداری نیر کنترل خاصی پیش‌بینی نمی‌شود ولی برای در نظر گرفتن اثر لاغری قطعات تحت فشار و خمش، برای کنترل این قطعات در حالت حدی نهایی مقاومت، ضوابط خاصی تعیین شده‌اند که باید رعایت شوند.

### ۱۰-۲-۲-۶ طراحی در حالت حدی نهایی مقاومت

در این حالت حدی، طراحی اعضای مختلف سازه چنان صورت می‌گیرد که مقاومت نهایی یا حداکثر ظرفیت باربری عضو در هر مقطع بزرگتر یا مساوی با تلاشهای موجود در آن مقطع تحت اثر بارهای نهایی وارد به سازه باشد. در تعیین مقاومت نهایی مقطع و نیز در مقادیر بارهای نهایی ضرائب ایمنی مورد نظر در طرح منظور می‌شوند. جزییات طراحی در این حالت حدی در قسمت ۱۰-۵ داده شده‌اند.

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

این حالات شامل دو حالت حدی تغییر شکل و ترک‌خوردگی است. در این حالات حدی کنترل می‌شود که تغییر شکلها و ترک‌خوردگیهای ایجاد شده در هر عضو تحت اثر بارهای بهره‌برداری وارد به سازه کوچکتر از مقادیر مشخصی باشند که در طرح مورد نظر بوده‌اند. جزییات کنترل در این حالات حدی در قسمت ۱۰-۶ داده شده‌اند.

### ۱۰-۲-۳ ضرائب ایمنی

**۱۰-۲-۳-۱** ضرائب ایمنی به کار رفته در این آیین‌نامه، از نوع ضرائب جزیی ایمنی می‌باشند، به این ترتیب که برای بارها از یکطرف و برای مقاومتهای بتن و فولاد از طرف دیگر ضرائب جزیی ایمنی، بشرح بندهای ۱۰-۲-۳-۲ و ۱۰-۲-۳-۳ در نظر گرفته می‌شوند. بعلاوه در موارد خاصی که نیاز به اطمینان بیشتر در قطعه‌ای وجود داشته باشد، ضریب جزیی ایمنی دیگری در مقاومت قطعه یا در بارها و عاملها، بشرح بند ۱۰-۲-۳-۴ ، در نظر گرفته می‌شود.

### ۱۰-۲-۳-۲ ضرائب تشدید بارها

این ضرائب در مقادیر مشخصه بارها و سایر عاملها ضرب می‌شوند. مقادیر این ضرائب، بسته به آنکه میزان عدم اطمینان نسبت به برآورد هر بار چه اندازه است، برای بارهای مختلف متفاوت‌اند. جزییات این ضرائب در بند ۱۰-۵-۳ داده شده‌اند. این ضرائب "ضرائب جزیی ایمنی عاملها" نامیده شده و با $\gamma_f$ نمایش داده می‌شوند.

### ۱۰-۲-۳-۳ ضرائب تقلیل مقاومتها

این ضرائب در مقادیر مشخصه مقاومتهای بتن و فولاد ضرب می‌شوند. این ضرائب منعکس‌کننده عدم اطمینان موجود در کیفیت مصالح، نحوه اجرا، درستی ابعاد و اندازه قطعات می‌باشند. جزییات این ضرائب در بند ۱۰-۵-۲-۲ داده شده‌اند. این ضرائب "ضرائب جزیی ایمنی مقاومت مصالح" نامیده شده و با $\phi_m$ نمایش داده می‌شوند.

### ۱۰-۲-۳-۴ ضریب جزیی ایمنی اصلاحی

این ضریب در مواردی که اهمیت قطعه و پیامدهای گسیختگی آن، از جمله شاخص بودن نوع گسیختگی مانند نرم یا ترد بودن آن، مورد نظر باشد، به کار گرفته می‌شود. این ضریب بنا به مورد یا در مقاومت قطعه ضرب می‌شود و آن را کاهش می‌دهد و یا در بارها یا عاملها ضرب می‌شود و آنها را افزایش می‌دهد. این ضریب، "ضریب اصلاحی" نامیده می‌شود و بنا به مورد با $\phi_n$ یا $\gamma_n$ نمایش داده می‌شود. جزییات این ضریب در بند ۱۰-۵-۴ داده شده‌اند.

## ❑ ۱۰-۳ اصول تحلیل

### ۱۰-۳-۱ کلیات

۱۰-۳-۱-۱ منظور از تحلیل سازه تعیین تلاشهای موجود در مقاطع مختلف سازه و تغییر مکان نقاط مختلف آن تحت اثر عاملهای وارد بر آن، با در نظر گرفتن مشخصات هندسی و مکانیکی آن است. در تحلیل سازه باید نامساعدترین حالات به لحاظ عملکرد توام ترکیبات محتمل عاملها مطابق بند ۱۰-۵-۳ در نظر گرفته شوند.

۱۰-۳-۱-۲ در این آیین‌نامه روشهای زیر برای تحلیل سازه‌ها مجاز شمرده می‌شود:

الف- تحلیل خطی

ب- تحلیل خطی همراه با بازپخش محدود

پ- تحلیل غیرخطی

ت- تحلیل پلاستیک

شرح این روشها و ضوابط و محدودیتهای آنها در رابطه با سازه‌های مختلف در بندهای ۱۰-۳-۵ تا ۱۰-۳-۸ داده شده‌اند.

### ۱۰-۳-۲ مدلهای مطلوب سازه‌ها

۱۰-۳-۲-۱ برای تحلیل سازه‌ها می‌توان آنها را به مدلهای ساده شده‌ای مرکب از اعضای میله‌ای مانند تیرها، ستونها و قوسها، اعضای صفحه‌ای مانند دالها، دیوارها و پوسته‌ها و اعضای سه بعدی مانند شالوده‌های حجیم تبدیل کرد.

### ۱۰-۳-۲-۲ اعضای میله‌ای

اعضای میله‌ای به اعضایی در سازه اطلاق می‌شود که در آنها یکی از ابعاد بطور قابل ملاحظه‌ای از دو بعد دیگر بزرگتر باشد و دو بعد اخیر اختلاف چندانی با هم نداشته باشند. در این اعضاء فاصله بین دو مقطع با لنگرهای خمشی صفر باید حداقل دو برابر ارتفاع عضو باشد.

### ۱۰-۳-۲-۳ اعضای صفحه‌ای

اعضای صفحه‌ای به اعضایی در سازه اطلاق می‌شود که در آنها یکی از ابعاد (ضخامت) بطور قابل ملاحظه‌ای کوچکتر از دو بعد دیگر باشد. این اعضا شامل دالها، دیوارها، تیرتیغه‌ها و پوسته‌ها بشرح زیرند:

#### الف- دالها

دالها اعضای صفحه‌ای هستند که بیشتر تحت اثر بارهای عمود بر میانصفحه خود قرار می‌گیرند و نیروهای موثر در میانصفحه آنها در مقایسه با خمش و برش ناچیز است. اعضای صفحه‌ای در صورتی دال محسوب می‌شوند که فاصله بین مقاطع با انحنای صفر آنها در حالت تاثیر بار گسترده حداقل چهار برابر ضخامت آنها باشد.

**ب- دیوارها**

دیوارها اعضای صفحه‌ای هستند که بیشتر تحت اثر بارهای واقع در میانصفحه خود قرار می‌گیرند. دیوارها معمولاً دارای نشیمن‌گاه پیوسته‌اند.

**پ- تیرتیغه‌ها**

تیرتیغه‌ها اعضای دیواری شکل‌اند که نشیمن‌گاه‌های آنها غیر پیوسته‌اند. این اعضا علاوه بر نیروهای واقع در میانصفحه خود تحت اثر خمش و برش قرار می‌گیرند. برای توضیحات بیشتر به بند ۱۱-۷ مراجعه شود.

**ت- پوسته‌ها**

پوسته‌ها اعضای صفحه‌ای هستند که بیشتر تحت اثر بارهای عمود بر میانصفحه خود قرار می‌گیرند و به علت شکل هندسی خود نیروهای موثر در میانصفحه آنها در مقایسه با خمش و برش قابل ملاحظه است.

### ۱۰-۳-۲-۴ اعضای سه بعدی

اعضای سه بعدی به اعضایی در سازه اطلاق می‌شود که در آنها هیچ یک از ابعاد، اختلاف قابل ملاحظه‌ای با دو بعد دیگر نداشته باشد.

## ۱۰-۳-۳ مشخصات مصالح

۱۰-۳-۳-۱ مدول الاستیسیته بتن در تحلیل خطی از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$E_c = 5000\sqrt{f_c} \qquad (۱۰-۱)$$

در تحلیل غیرخطی که در آن شکلهای مطلوب منحنی تنش- تغییر شکل نسبی بتن مورد استفاده قرار می‌گیرد. مدول الاستیسیته اولیه بتن برابر با مقدار فوق در نظر گرفته می‌شود.

**۱۰-۳-۳-۲** مدول الاستیسیته فولاد در تحلیل خطی برابر با ۲۰۰/۰۰۰ مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع) فرض می‌شود. در تحلیل غیرخطی که در آن منحنی مطلوب تنش- تغییر شکل نسبی فولاد مورد استفاده قرار می‌گیرد، مدول الاستیسیته اولیه فولاد برابر با این مقدار در نظر گرفته می‌شود.

**۱۰-۳-۳-۳** ضریب انبساط حرارتی بتن برابر $۱۰\times۱۰^{-۶}$ برای هر درجه سلسیوس (سانتیگراد) منظور می‌شود.

### ۱۰-۳-۴ مشخصات هندسی

**۱۰-۳-۴-۱** طول دهانه موثر در اعضای مختلف سازه بر اساس ضوابط زیر تعیین می‌شود:

الف- طول دهانه موثر برای عضوی که با تکیه‌گاه‌های خود یکپارچه نباشد باید معادل فاصله محور تا محور تکیه‌گاه‌ها یا طول آزاد دهانه به اضافه ارتفاع عضو، هر کدام کوچکتر است، در نظر گرفته شود.

ب- طول دهانه موثر برای عضوی که با تکیه‌گاه‌های خود یکپارچه است باید معادل فاصله محور تا محور تکیه‌گاه‌ها در نظر گرفته شود. در اعضایی که طول تکیه‌گاه آنها بیشتر از دو برابر ارتفاع موثر آنهاست، طولی از عضو را که اضافه بر ارتفاع موثر عضو روی تکیه‌گاه است می‌توان صلب فرض کرد.

پ- طول دهانه موثر برای اعضای طره با گیرداری کامل برابر با طول آزاد آنهاست.

ت- دالها و سیستمهای تیرچه‌ای با دهانه‌های آزاد کمتر یا مساوی سه متر را که با تکیه‌گاه‌های خود بصورت یکپارچه بتن‌ریزی می‌شوند، می‌توان بصورت دالهای یکسره روی تکیه‌گاه‌های ساده و با طول دهانه‌های موثری برابر با طول آزاد دهانه‌های آنها در نظر گرفت.

**۱۰-۳-۴-۲** در تحلیل سازه‌ها سختی خمشی و سختی پیچشی اعضای سازه را می‌توان بر اساس مقطع ترک‌نخورده بدون در نظر گرفتن میلگردها، یا بر اساس مقطع ترک‌خورده، با در نظر گرفتن میلگردها محاسبه کرد. برای منظور نمودن اثر ترک‌خوردگی در سختی خمشی و پیچشی، می‌توان سختی تیرها و ستونها را بترتیب برابر ۰/۳۵ و ۰/۷ سختی مقطع ترک‌نخورده آنها منظور نمود. سختی دیوارها می‌تواند در صورتیکه مقطع ترک‌خورده باشد ۰/۳۵ و در غیر اینصورت ۰/۷ سختی مقطع کل منظور گردد. در تمامی اجزا سطح مقطع مساوی سطح مقطع کل است. فرضهای در نظر گرفته شده باید در تمام مراحل تحلیل یکسان باشند. تغییرات هندسی مقاطع نظیر تاثیر ماهیچه‌ها نیز باید در محاسبات سختی منظور شوند.

### ۱۰-۳-۵ تحلیل خطی

**۱۰-۳-۵-۱** در این روش تحلیل تمام تلاشها در مقاطع مختلف سازه با فرض خطی بودن رفتار مصالح و کوچک بودن تغییر شکلهای ایجاد شده و بر اساس تئوری الاستیسیته تعیین می‌شوند.

**۱۰-۳-۵-۲** این روش تحلیل را می‌توان در انواع سازه‌ها در حالات حدی نهایی و بهره‌برداری مورد استفاده قرار داد. ولی در سازه‌های متشکل از اعضای میله‌ای که در آنها

تغییر مکان جانبی آزاد است، استفاده از این روش به شرطی مجاز است که ضریب لاغری ستونها، $k\frac{\ell_u}{r}$، از صد تجاوز نکند.

**۱۰-۳-۵-۳** در قابهای خمشی که در آنها محدودیتهای خاصی رعایت شده باشند، تحلیل سازه را می‌توان با استفاده از روشهای تقریبی انجام داد. این روشها همراه با محدودیتهای ذکر شده در بند ۱۰-۳-۹ توضیح داده شده‌اند.

### ۱۰-۳-۶ تحلیل خطی همراه با بازپخش محدود

**۱۰-۳-۶-۱** در این روش تحلیل فرضهای منظور شده عیناً مانند روش تحلیل خطی می‌باشند. علاوه بر آنها اجازه داده می‌شود که تلاشهای موجود در مقاطع مختلف با توجه به مشخصات مکانیکی آنها به مقدار محدودی کاهش یا افزایش داده شوند. آثار ناشی از تغییرات این تلاشها باید در سایر مقاطع نیز در نظر گرفته شوند.

**۱۰-۳-۶-۲** این روش تحلیل را می‌توان در سازه‌های متشکل از اعضای میله‌ای و اعضای صفحه‌ای مطابق بندهای ۱۰-۳-۶-۳ و ۱۰-۳-۶-۴ در حالات حدی نهایی مورد استفاده قرار داد.

**۱۰-۳-۶-۳** در قابهای خمشی با شرایط زیر می‌توان بازپخش لنگرهای خمشی را به مقدار گفته شده انجام داد:

الف- مقادیر لنگرهای خمشی منفی محاسبه شده در تکیه‌گاه‌ها را می‌توان حداکثر به اندازه:

$$R = 20\,(1 - 0.7\,\frac{\rho - \rho'}{\rho_b})\quad \% \qquad (۲-۱۰)$$

کاهش یا افزایش داد مشروط بر آنکه مقادیر لنگرها در سایر مقاطع، با توجه به شرایط تعادل بارها تغییر داده شوند. بازپخش لنگرها تنها در صورتی انجام می‌شود که در مقطع مورد نظر مقدار $\rho$ یا $\rho - \rho'$ کوچکتر از $0.7\ \rho_b$ باشد.

ب- بازپخش لنگرها در اعضای خمشی با حرکت جانبی آزاد در صورتیکه ضریب لاغری ستونها، $k\frac{\ell_u}{r}$، بزرگتر از ۲۵ باشد مجاز نیست. در صورتیکه ضریب لاغری ستونها کوچکتر از ۲۵ باشد حداکثر بازپخش لنگرها به مقدار:

$$R = 10\ (1 - 0.7\ \frac{\rho - \rho'}{\rho_b})\ \ \% \qquad (۳-۱۰)$$

محدود می‌شود.

پ- در صورتیکه برای تعیین تلاشها از روشهای تقریبی بند ۱۰-۳-۹ استفاده شده باشد، بازپخش لنگرها مجاز نیست.

ت- بازپخش لنگرهای ناشی از نیروهای جانبی باد یا زلزله مجاز نیست.

**۱۰-۳-۶-۴** در دالهای یکسره دو طرفه مقادیر لنگرهای خمشی محاسبه شده در تکیه‌گاه‌ها را، در هر نوار، می‌توان حداکثر به اندازه ۲۵ درصد کاهش یا افزایش داد مشروط بر آنکه مقادیر لنگرهای خمشی در سایر مقاطع آن نوار با استفاده از شرایط تعادل بارها تغییر داده شوند. بازپخش لنگرها در سیستمهای دال که لنگرهای آنها با استفاده از روش مستقیم بند ۱۵-۷ تعیین شده‌اند، مجاز نیست.

### ۱۰-۳-۷ تحلیل غیر خطی

۱۰-۳-۷-۱ در این روش تحلیل تمامی تلاشها با توجه به رفتار غیرخطی مصالح یا با توجه به اثر تغییر شکلهای زیاد در سازه که به "رفتار غیرخطی هندسی" موسوم است، تعیین می‌شوند.

۱۰-۳-۷-۲ این روش تحلیل را می‌توان در سازه‌های متشکل از اعضای میله‌ای و اعضای صفحه‌ای، در حالات حدی نهایی و بهره‌برداری مورد استفاده قرارداد.

۱۰-۳-۷-۳ در این روش تحلیل برای نمودار لنگر خمشی- انحنای اعضا می‌توان از نمودار دو خطی الاستو- پلاستیک که نمایشگر حالت ترک‌خورده بتن و حالت تشکیل مفصل پلاستیکی است، و یا از نمودار سه خطی که نمایشگر حالت ترک‌نخورده بتن، حالت ترک‌خورده بتن و حالت تشکیل مفصل پلاستیکی است، و یا از هر نمودار دیگری که با آزمایش تائید شده باشد، استفاده نمود.

### ۱۰-۳-۸ تحلیل پلاستیک

۱۰-۳-۸-۱ در این روش تحلیل تمامی تلاشها با فرض رفتار صلب- پلاستیک قطعات و با استفاده از تئوری پلاستیسیته تعیین می‌شوند.

۱۰-۳-۸-۲ این روش تحلیل در سازه‌های متشکل از اعضال صفحه‌ای تنها در حالت حدی نهایی به کار برده می‌شود.

۱۰-۳-۸-۳ در دالها این روش می‌تواند بصورت روش استاتیکی مانند روش نوارها، و روش سینماتیکی مانند روش لولاهای گسیختگی به کار گرفته شود. در هر یک از این روشها باید آرماتورگذاری در دال چنان صورت گیرد که نسبت به ظرفیت دوران لولاها اطمینان کامل حاصل شود. در روش استاتیکی باید تابع توزیع لنگرهای خمشی انتخاب شده تا حد امکان نزدیک به تابع توزیع حاصل از روش تحلیل خطی باشد.

۱۰-۳-۸-۴ در پوسته‌ها تنها استفاده از روش استاتیکی مجاز شمرده می‌شود. در این روش باید تابع توزیع لنگرهای خمشی انتخاب شده تا حد امکان نزدیک به تابع توزیع حاصل از روش تحلیل خطی باشد. در انتخاب این تابع باید تجارب گذشته و یا نتایج آزمایش‌های انجام شده را ملاک عمل قرار داد.

### ۱۰-۳-۹ روشهای تقریبی تحلیل خطی

۱۰-۳-۹-۱ در تیرهای یکسره و دالهای یکطرفه ممتد، در صورتیکه شرایط زیر موجود باشند، لنگرهای خمشی و تلاشهای برشی را می‌توان در مقاطع مختلف با استفاده از جدول شماره ۱۰-۳-۹-۱ تعیین نمود:

الف- تیر یا دال دارای حداقل دو دهانه باشد.

ب- اختلاف طول دو دهانه مجاور بیشتر از ۲۰ درصد طول دهانه کوچکتر نباشد.

پ- بارها در سراسر طول تیر یا دال تقریباً بصورت یکنواخت توزیع شده باشند.

ت- شدت بار زنده نهایی از سه برابر شدت بار مرده نهایی بیشتر نباشد.

ث- تمامی اعضا دارای مقاطع ثابت باشند.

**جدول شماره ۱۰-۳-۹-۱ مقادیر تقریبی لنگرها و برش‌ها در تیرهای یکسره و دالهای یکطرفه**

| | |
|---|---|
| لنگر مثبت: | |
| دهانه‌های انتهایی | |
| با انتهای غیرممتد بصورت ساده (غیرگیردار) | $w_u \frac{\ell_n^2}{11}$ |
| با انتهای غیرممتد بصورت یکپارچه با تکیه‌گاه | $w_u \frac{\ell_n^2}{14}$ |
| دهانه‌های داخل | $w_u \frac{\ell_n^2}{16}$ |
| لنگر منفی در وجه خارجی اولین تکیه‌گاهی داخلی: | |
| دو دهانه | $w_u \frac{\ell_n^2}{9}$ |
| بیشتر از دودهانه | $w_u \frac{\ell_n^2}{10}$ |
| لنگر منفی در وجوه دیگر تکیه‌گاه‌های داخلی: | $w_u \frac{\ell_n^2}{11}$ |
| لنگر منفی در وجوه دیگر تکیه‌گاه‌ها برای: | |
| دالها با دهانه‌های حداکثر ۳ متر و تیرهایی که در آنها نسبت مجموع سختی ستونها به مجموع سختی تیرها در هر انتهای دهانه بیشتر از ۸ باشد. | $w_u \frac{\ell_n^2}{12}$ |
| لنگر منفی در وجه داخلی تمامی تکیه‌گاه‌های خارجی برای اعضایی که با تکیه‌گاه‌های خود بصورت یکپارچه ساخته شده باشند: | |
| درحالتی که تکیه‌گاه یک تیر محیطی باشد | $w_u \frac{\ell_n^2}{24}$ |
| در حالتی که تکیه‌گاه، ستون باشد | $w_u \frac{\ell_n^2}{16}$ |
| برش دراعضای انتهایی در وجه اولین تکیه‌گاه داخلی | $1.15\, w_u \frac{\ell_n}{2}$ |
| برش در وجوه سایر تکیه‌گاه‌ها | $w_u \frac{\ell_n}{2}$ |

۱۰-۳-۹-۲ در تحلیل قابهای چند طبقه در سازه‌های متعارف تحت اثر بارهای قائم، در صورتیکه تغییر مکان‌های جانبی عمده نباشند، می‌توان قابها را به "زیر قاب"های کوچکتری تفکیک و هر یک را جداگانه بررسی کرد. هر یک از این زیر قابها شامل تیرهای یک طبقه و ستونهای بالا و پایین همان طبقه است. انتهای این ستونها در محل اتصال به طبقات مجاور گیردار فرض می‌شود. در مواردی که اتصال ستونی به طبقه مجاور مشخصاً مفصلی باشد، این اتصال مفصلی فرض می‌شود. در طرح ستونهای هر طبقه از این زیرقابها بارهای محوری منتقل شده از طبقات فوقانی باید منظور شوند.

۱۰-۳-۹-۳ در تحلیل قابهای چند طبقه در سازه‌های متعارف تحت اثر بارهای قائم، در صورتیکه تغییر مکان‌های جانبی عمده باشند، می‌توان روش بند ۱۰-۳-۹-۲ را به کار گرفت مشروط بر آنکه انتهای ستونها در محل اتصال به یک طبقه مجاور گیردار و در محل اتصال به طبقه مجاور دیگر گیردار ولی با امکان حرکت جانبی در نظر گرفته شود.

۱۰-۳-۹-۴ در تحلیل قابهای چند طبقه برای بارهای جانبی استفاده از روشهای تقریبی مانند "روش پرتال" در صورتی مجاز است که موقعیت نقاط عطف را بتوان با تقریب قابل قبولی مشخص نمود و اثر تغییر شکلهای محوری ستونها را هم در نظر گرفت.

۱۰-۳-۹-۵ در ساختمانهای متعارف با حداکثر هشت طبقه روش بند ۱۰-۳-۹-۴ را می‌توان به کار برد و اثر تغییر شکلهای محوری ستونها را نادیده گرفت.

## ❑ ۱۰-۴ بارگذاری

۱۰-۴-۱ بارهایی که در طراحی باید مد نظر قرار گیرند شامل بارها یا عاملهای زیرند:

الف- عاملهای مستقیم مانند بارهای مرده، بارهای زنده، فشار ناشی از اثر خاک یا مایعات، جراثقال و اثر باد.

ب- عاملهای غیر مستقیم مانند اثر زلزله، ارتعاشات، تغییرات دما، جمع‌شدگی بتن و نشست تکیه‌گاه‌ها

پ- عاملهای حین ساخت مانند بارهای ناشی از وزن قالب داربست و بتن‌ریزی یک طبقه، روی طبقه یا طبقات زیر.

**۱۰-۴-۲** تمامی بارهای وارد به سازه، بجز بارهای ناشی از زلزله، باید بر اساس ضوابط استاندارد شماره ۵۱۹ ایران تحت عنوان "حداقل بار وارده به ساختمانها و ابنیه فنی" تعیین شوند.

**۱۰-۴-۳** بارهای ناشی از زلزله باید بر اساس ضوابط استاندارد شماره ۲۸۰۰ ایران تحت عنوان "آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله" تعیین شوند.

**۱۰-۴-۴** عاملهای مختلف باید با توجه به احتمال همزمان بودنشان با یکدیگر ترکیب شده و در بارگذاری منظور شوند. در ترکیب عاملها باید نامساعدترین وضعیت‌های احتمالی بارگذاری مطابق بند ۱۰-۵-۳ به کار برده شوند.

**۱۰-۴-۵** بارها و عاملهای وارد به سازه، در مواردی که با ضرائب جزیی ایمنی مقاومت در حالت حدی بهره‌برداری تشدید شده‌اند، "بارهای بهره‌برداری" و در مواردی که با ضرائب جزیی ایمنی مقاومت در حالت حدی نهایی تشدید شده‌اند، "بارهای نهایی" نامیده می‌شوند. جزییات این ضرائب در بندهای ۱۰-۶-۲ و ۱۰-۵-۳ داده شده‌اند.

۱۰-۴-۶ برای تعیین حداکثر تلاش در مقاطع مختلف در تیرهای یکسره و قابها، می‌توان محل بارهای مرده و زنده را مطابق بندهای ۱۰-۴-۶-۱ و ۱۰-۴-۶-۲ در نظر گرفت.

۱۰-۴-۶-۱ در تعیین حداکثر تلاش در تیرها دو حالت زیر باید در نظر گرفته شوند:

الف- بار مرده در تمام دهانه‌ها و بار زنده در دو دهانه مجاور هم،

ب- بار مرده در تمام دهانه‌ها و بار زنده در دهانه‌های یک در میان.

۱۰-۴-۶-۲ در تعیین حداکثر تلاش در ستونها دو حالت زیر باید در نظر گرفته شوند:

الف- بار مرده در تمام دهانه‌هاو بار زنده در دهانه بزرگتر مجاور ستون مورد نظر و فقط در طبقه مورد بررسی،

ب- حالتی از بارگذاری بار زنده که در آن حداکثر خارج قسمت لنگرهای خمشی به بارهای محوری در ستون حاصل شود.

## ۱۰-۵ طراحی در حالت حدی نهایی مقاومت

۱۰-۵-۱ طراحی مقاطع مختلف سازه در حالت حدی نهایی مقاومت برای هر تلاش خاص باید بر اساس رابطه زیر صورت گیرد:

$$S_u \leq S_r \qquad (۱۰-۴)$$

در این رابطه $S_r$ مقاومت نهایی عضو در مقطع مورد نظر و $S_u$ تلاش موجود در آن مقطع تحت اثر بارهای نهایی است. مقادیر $S_r$ و $S_u$ باید بر اساس ضوابط بندهای ۱۰-۵-۲ و ۱۰-۵-۳ تعیین شوند.

### ۱۰-۵-۲ مقاومت نهایی مقطع، $S_r$

**۱۰-۵-۲-۱** مقاومت نهایی مقطع، $S_r$ ، برای هر تلاش خاص، باید بر اساس مشخصات هندسی مقطع، رفتار مکانیکی عضو تحت آن نوع تلاش و با منظور کردن شرایط تعادل نیروها در مقطع و سازگاری تغییر شکلها در تارهای مختلف آن، تعیین شود.

**۱۰-۵-۲-۲** در تعیین مقاومت نهایی مقطع، ضرائب جزیی ایمنی مقاومتهای زیر باید در مقاومتهای مشخصه بتن و فولاد اثر داده شوند:

الف- ضریب جزیی ایمنی مقاومت بتن:

$$\phi_c = 0.6 \qquad (۵-۱۰)$$

ب- ضریب جزیی ایمنی مقاومت فولاد:

$$\phi_s = 0.85 \qquad (۶-۱۰)$$

**۱۰-۵-۲-۳** در تعیین مقاومت نهایی مقطع، باید ضوابط خاص داده شده در فصول مختلف این آیین‌نامه، بشرح زیر رعایت شوند:

الف- برای قطعات تحت اثر خمش، خمش و فشار، خمش و کشش: فصل یازدهم

ب- برای قطعات تحت اثر برش و پیچش: فصل دوازدهم

پ- برای کمانش و اثرهای ناشی از لاغری در قطعات تحت فشار و خمش: فصل سیزدهم

ت- برای پیوستگی و مهاری : فصل هیجدهم

### ۱۰-۵-۳ تلاشهای نهایی، $S_u$

**۱۰-۵-۳-۱** تلاشهای نهایی، $S_u$، در مقاطع مختلف سازه، شامل لنگرهای خمشی، نیروهای محوری، نیروهای برشی و لنگرهای پیچشی، باید بر اساس تحلیل سازه تحت اثر بارهای نهایی و ترکیبات مختلف آنها تعیین شوند. در این مورد باید نامساعدترین شرایط بارگذاری و ترکیبات آن در نظر گرفته شوند.

**۱۰-۵-۳-۲** ضرائب جزیی ایمنی بارها و سایر عاملها، $\gamma_f$ ، که باید در تعیین بارهای نهایی به کار برده شوند و ترکیبات مختلف این بارها که باید در تعیین تلاشهای نهایی منظور شوند، باید بر طبق بندهای ۱۰-۵-۳-۳ تا ۱۰-۵-۳-۸ در نظر گرفته شوند.

**۱۰-۵-۳-۳** تلاشهای ناشی از بارهای مرده (D) و زنده (L) باید طبق رابطه زیر تعیین شوند:

$$S_u = S\ (\ 1.25\ D + 1.5L) \qquad (۷-۱۰)$$

در این رابطه، در مواردی که اثر بارهای زنده کاهش‌دهنده $S_u$ است، این اثرها برابر با صفر منظور می‌شود.

**۱۰-۵-۳-۴** تلاشهای ناشی از بارهای مرده (D) ، زنده (L) و زلزله (E) باید علاوه بر رابطه ۱۰-۹ طبق روابط زیر تعیین شوند:

$$S_u = S\ (D + 1.2\ L + 1.2\ E) \qquad (۸-۱۰)$$

$$S_u = S\ (0.85\ D + 1.2\ E) \qquad (۹-۱۰)$$

در رابطه ۱۰-۸، در مواردی که اثر بارهای زنده کاهش‌دهنده $S_u$ است، این اثر برابر با صفر منظور می‌شود.

**۱۰-۵-۳-۵** تلاشهای ناشی از بارهای مرده (D)، زنده (L) و باد (W) عیناً بر اساس بند ۱۰-۵-۳-۴ که در آن بار باد جایگزین بار زلزله می‌شود، تعیین می‌گردند.

**۱۰-۵-۳-۶** در تعیین تلاشهای ناشی از بارهای مرده (D)، زنده (L) و فشار خاک یا فشار ناشی از آب‌های تحت‌الارضی (H) ، باید علاوه بر رابطه ۱۰-۹ از روابط زیر استفاده شود:

$$S_u = S\ (\ 1.25\ D + 1.5\ L + 1.5\ H) \qquad (۱۰-۱۰)$$

$$S_u = S\ (\ 0.85\ D + 1.5\ H) \qquad (۱۱-۱۰)$$

در رابطه ۱۰-۱۰ در مواردی که اثر بارهای زنده نامساعد و کاهش دهنده است، این اثر برابر با صفر منظور می‌شود.

۱۰-۵-۳-۷ تلاشهای ناشی از بارهای مرده (D)، زنده (L) و وزن یا فشار مایعات (F) بشرط آنکه وزن مخصوص مایع مشخص و حداکثر ارتفاع آن قابل کنترل باشد بر اساس بند ۱۰-۵-۳-۶ که در آن بار F جایگزین بار H شده و ضریب آن بجای ۱/۵ برابر با ۱/۲۵ منظور می‌گردد، محاسبه می‌شوند.

۱۰-۵-۳-۸ در تعیین تلاشهای ناشی از بارهای مرده (D) و زنده (L) و اثرهای تجمعی حرارت، جمع‌شدگی بتن، وارفتگی بتن و نشست تکیه‌گاه‌ها (T) ، باید علاوه بر رابطه ۱۰-۷ از روابط زیر استفاده شود:

$$S_u = S\ (D + 1.2\ L + T) \qquad (۱۰-۱۲)$$

$$S_u = S\ (1.25\ D + 1.25\ T) \qquad (۱۰-۱۳)$$

۱۰-۵-۳-۹ اثر ضربه و ارتعاش در ترکیبات مختلف بارها باید مشابه بار زنده منظور شود.

### ۱۰-۵-۴ اعمال ضریب اصلاحی

۱۰-۵-۴-۱ در مواردی که قطعه‌ای در سازه، بنا به دلائل خاص، باید دارای حاشیه ایمنی بیشتری باشد و اعمال ضریب اصلاحی $\phi_n$ یا $\gamma_n$ ضرورت پیدا کند کنترل مقاطع مختلف قطعه برای هر تلاش خاص باید بر اساس یکی از دو رابطه زیر صورت گیرد:

$$S_u \leq \phi_n \cdot S_r \qquad (۱۰-۱۴- \text{الف})$$

$\gamma_n S_u \leq S_r$ (۱۰-۱۴- ب)

در این رابطه پارامترهای $S_r$ و $S_u$ بر طبق بند ۱۰-۵-۱ تعیین می‌شوند و ضریب $\phi_n$ یا $\gamma_n$ طبق ضوابط بند ۱۰-۵-۴-۲ اختیار می‌گردند.

۱۰-۵-۴-۲ ضریب اصلاحی $\phi_n$ یا $\gamma_n$ در طراحی تمامی قطعات مساوی با یک است مگر آنکه برای آن مانند مقدار $\phi_n$ در بند ۱۳-۸-۲ مقداری مشخص شده باشد.

## ❑ ۱۰-۶ کنترل در حالت حدی بهره‌برداری

۱۰-۶-۱ کنترل قطعات مختلف سازه در دو حالت حدی تغییر شکلها و ترک‌خوردگیها باید بر اساس محدود بودن تغییر شکلهای ایجاد شده در قطعه و یا میزان بازشدگی ترک در مقطع، تحت اثر بارهای بهره‌برداری، طبق مقادیر مشخص شده در فصل چهاردهم صورت گیرد.

۱۰-۶-۲ در تعیین بارهای بهره‌برداری ضرائب جزیی ایمنی بارها، $\gamma_f$ ، باید برابر با واحد در نظر گرفته شوند.

۱۰-۶-۳ در تعیین تنش‌های موجود در بتن و فولاد ضرائب جزیی ایمنی مقاومت، $\phi_m$ ، باید برابر با واحد در نظر گرفته شوند.

۱۰-۶-۴ در تعیین مقدار تغییر شکلهای ایجاد شده در قطعات و نیز میزان بازشدگی ترکها در مقاطع باید ضوابط فصل چهاردهم رعایت گردند.

## ۱۰-۷ ضوابط کلی طراحی مقاطع

۱۰-۷-۱ در قطعاتی که با تکیه‌گاه‌های خود بصورت یکپارچه بتن‌ریزی می‌شوند، لنگرهای خمشی در مقاطع روی تکیه‌گاه را می‌توان معادل مقدار این لنگر در مقطع بر تکیه‌گاه در نظر گرفت. در صورت عدم یکپارچگی قطعه با تکیه‌گاه، لنگر خمشی در مقطع انتهای دهانه موثر باید ملاک طراحی قرار گیرد. برای تعریف دهانه موثر به بند ۱۰-۳-۴-۱ مراجعه شود.

۱۰-۷-۲ در قطعات با مقطع متغیر، تغییرات مقطع باید در طراحی منظور شوند.

۱۰-۷-۳ در طراحی برای مقاومت در برابر بارهای جانبی باد یا زلزله فقط مقاومت قطعات بهم پیوسته سازه‌ای باید در نظر گرفته شود.

### ۱۰-۷-۴ تیرهای T شکل

۱۰-۷-۴-۱ در ساخت تیرهای T شکل، جان و بال باید بصورت یکپارچه ساخته شوند، در غیر اینصورت پیوستگی بین جان و بال باید بنحوی مناسب تامین شود.

۱۰-۷-۴-۲ عرضی از دال که بطور موثر به عنوان بال تیر عمل می‌کند نباید بیشتر از یک چهارم طول دهانه آزاد تیر، برای تیرهای یکسره، و بیشتر از دو پنجم طول دهانه آزاد تیر، برای تیرهای ساده، اختیار شود. عرض موثر بال تیر میانی در هر طرف جان تیر نیز نباید بیشتر از دو مقدار زیر اختیار گردد:

الف- هشت برابر ضخامت دال

ب- نصف فاصله آزاد تا جان تیرهای مجاور

**۱۰-۷-۴-۳** عرض موثر بال تیر کناری، در تیرهایی که دال فقط در یکطرف جان آنها قرار دارد، نباید بیشتر از سه مقدار زیر اختیار شود:

الف- یک دوازدهم طول دهانه آزاد تیر

ب- شش برابر ضخامت دال

پ- نصف فاصله آزاد تا جان تیر مجاور

**۱۰-۷-۴-۴** در تیرهای T شکل مجزا که از بال آنها برای تامین سطح فشاری اضافی استفاده می‌شود، ضخامت بال نباید کمتر از نصف عرض جان تیر باشد. در این تیرها عرض موثر بال نباید بیشتر از چهار برابر عرض جان تیر اختیار شود.

**۱۰-۷-۴-۵** در مواردی که میلگردهای اصلی خمشی در دالی که به عنوان بال تیر T در نظر گرفته شده است موازی تیر باشند، میلگردهایی عمود بر تیر باید در بالای دال مطابق ضوابط زیر قرار داده شود. سیستم تیرچه‌های بتنی که مشمول مقررات بند ۱۰-۷-۵ هستند از این ضابطه مستثنی می‌باشند.

الف- میلگردهای عرضی عمود بر تیر باید برای تحمل بارهای نهایی وارد بر بال و با فرض عملکرد طره‌ای دال طراحی شوند. در تیرهای T شکل مجزا تمام عرض بال طره‌ای و در سایر تیرها عرض موثر بال در این طراحی منظور می‌شوند.

ب- فاصله میلگردهای عرضی عمود بر تیر نباید از پنج برابر ضخامت دال و نه از ۳۵۰ میلیمتر بیشتر اختیار شود.

### ۱۰-۷-۵ ضوابط مربوط به سیستم تیرچه‌های بتنی

**۱۰-۷-۵-۱** سیستم تیرچه‌های بتنی، مرکب از تیرچه‌های با فواصل تقریباً مساوی در یک امتداد و یا دو امتداد عمود بر هم و یک دال فوقانی، که در آنها محدودیتهای زیر رعایت شده باشند، می‌توانند بصورت مجموعه طبق ضوابط دالها طراحی شوند:

الف- عرض تیرچه‌ها نباید کمتر از ۱۰۰ میلیمتر و ارتفاع کل آنها نباید بیشتر از سه و نیم برابر حداقل عرض آنها باشد.

ب- فاصله آزاد بین تیرچه‌ها نباید بیشتر از ۷۵۰ میلیمتر باشد.

**۱۰-۷-۵-۲** سیستم تیرچه‌های بتنی که مشمول ضوابط بند ۱۰-۷-۵-۱ نمی‌شوند باید بصورت سیستم تیر و دال طراحی شود.

**۱۰-۷-۵-۳** در سیستمهایی که از اجزای پرکننده دائمی، مانند بلوک‌های سفالی و یا بلوک‌های بتنی، در فواصل بین تیرچه‌ها استفاده می‌شود و مقاومت فشاری مصالح این اجزا حداقل برابر با مقاومت مشخصه بتن تیرچه‌ها است، می‌توان از مقاومت جدارهایی از این اجزا که در تماس با تیرچه‌ها هستند در محاسبه مقاومت برشی و مقاومت خمشی منفی تیرچه‌ها استفاده کرد. از مقاومت سایر قسمتهای اجزای پرکننده در مقاومت سیستم صرفنظر می‌شود. در این سیستمها محدودیتهای زیر باید رعایت شوند:

الف- ضخامت دال روی اجزای پرکننده نباید از یک دوازدهم فاصله آزاد بین تیرچه‌ها و نه از ۴۰ میلیمتر کمتر اختیار شود.

ب- در سیستم تیرچه‌های یکطرفه باید در دال فوقانی میلگردهایی عمود بر امتداد تیرچه‌ها و طبق ضوابط بند ۸-۷ قرار داد. در سیستم تیرچه‌های دو طرفه باید در دال فوقانی میلگردهایی در دو امتداد عمود بر هم و طبق ضوابط بند ۸-۷ پیش‌بینی کرد.

۱۰-۷-۵-۴ در سیستمهایی که از قالب موقت استفاده می‌شود و یا اجزای پرکننده مشمول ضابطه بند ۱۰-۷-۵-۳ نمی‌شوند، محدودیتهای زیر باید رعایت شوند:

الف- ضخامت دال فوقانی نباید از یک دوازدهم فاصله آزاد بین تیرچه‌ها و نه از ۵۰ میلیمتر کمتر اختیار شود.

ب- در دال فوقانی باید میلگردهایی عمود بر تیرچه‌ها که بر اساس ضوابط مربوط به خمش و با در نظر گرفتن بارهای متمرکز، در صورت موجود بودن، طراحی شده‌اند، پیش‌بینی کرد. مقدار این آرماتورها نباید کمتر از مقدار مندرج در بند ۸-۷ اختیار شود.

۱۰-۷-۵-۵ مقاومت برشی تامین شده توسط بتن در تیرچه‌ها را می‌توان به اندازه ده درصد بیشتر از مقدار گفته شده در فصل دوازدهم در نظر گرفت. مقاومت برشی تیرچه‌ها را می‌توان با استفاده از آرماتور برشی و یا زیاد کردن عرض تیرچه‌ها افزایش داد.

۱۰-۷-۵-۶ در مواردی که لوله‌ها و مجراهایی بر اساس آنچه در بند ۹-۷ تجویز شده در داخل دال قرار داده می‌شوند، باید ضخامت دال باندازه حداقل ۲۵ میلیمتر بیشتر از ارتفاع کل لوله‌ها و مجراها باشد. لوله‌ها و مجراها نباید به مقدار قابل توجهی مقاومت سیستم را کاهش دهند.

# فصل یازدهم

# خمش و بارهای محوری

## ۱۱-۰ علائم اختصاری

$A_c$ = مساحت هسته عضو فشاری با آرماتور مارپیچ که بر اساس قطر بیرونی مارپیچ محاسبه می‌شود، میلیمتر مربع

$A_g$ = مساحت کل مقطع، میلیمتر مربع

$A_{st}$ = سطح مقطع کل آرماتور طولی، میلیمتر مربع

$A_1$ = سطح بارگذاری شده، میلیمتر مربع

$A_2$ = مساحت تکیه‌گاه مطابق تعریف بندهای ۱۱-۱۰-۲ و ۱۱-۱۰-۳

$b$ = پهنای بال فشاری، میلیمتر

$d$ = فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز سطح آرماتور کششی طولی، میلیمتر

$E_s$ = مدول الاستیسیته فولاد، مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)

$f_c$ = مقاومت فشاری مشخصه بتن، مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)

$f_y$ = مقاومت مشخصه فولاد ($f_{yk}$) ، مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)، که برای تسهیل کار در این فصل حرف k در زیرنویس حذف شده است.

$M_r$ = لنگر خمشی مقاوم نهایی، نیوتن - میلیمتر

$M_u$ = لنگر خمشی نهایی، نیوتن- میلیمتر

$N_b$ = بار محوری مقاوم نهایی نظیر مقطع متعادل، نیوتن

$N_{r\,max}$ = حداکثر بار محوری مقاوم نهایی، نیوتن

$N_r$ = بار محوری مقاوم نهایی، نیوتن

$N_u$ = بار محوری نهایی، نیوتن

$x$ = فاصله تار خنثی از دورترین تار فشاری مقطع، میلیمتر

$\beta_1$ = عمق مستطیل تنش معادل (بند ۱۱-۳-۶)

$\varepsilon_s$ = تغییر شکل نسبی فولاد

$\rho$ = نسبت آرماتور کششی $(\rho = \frac{A_s}{bd})$

$\rho_b$ = نسبت آرماتور کشی در مقطع متعادل

$\rho_{min}$ = حداقل نسبت آرماتور کششی

$\rho_s$ = نسبت حجم آرماتور مارپیچ به حجم کل هسته (بر اساس قطر بیرونی مارپیچ) در عضو فشاری با آرماتور مارپیچ

$\phi_c$ = ضریب جزیی ایمنی بتن

$\phi_s$ = ضریب جزیی ایمنی فولاد

## ❑ ۱۱-۱ گستره

۱۱-۱-۱ ضوابط این فصل باید برای طراحی قطعات تحت اثر خمش یا نیروی محوری و یا اثر توأم آن‌ها، در حالت حدی نهایی مقاومت، رعایت شوند.

۱۱-۱-۲ در طراحی قطعات تحت اثر خمش و نیروی محوری فشاری، اثرهای ناشی از لاغری باید در نظر گرفته شوند. اثرهای ناشی از لاغری قطعات و نحوه تأثیر آنها در طراحی، در فصل سیزدهم توضیح داده شده‌اند.

۱۱-۱-۳ در طراحی قطعات تحت اثر خمش یا نیروی محوری و خمش در حالت حدی نهایی مقاومت، رعایت ضوابط مربوط به پیوستگی و اطمینان از انتقال کامل نیروها بین بتن و آرماتورها الزامی است. برای این منظور ضوابط فصل هیجدهم باید رعایت شوند.

۱۱-۱-۴ در این آیین‌نامه برای طراحی قطعات تحت اثر توأم خمش و نیروی محوری در حالت حدی بهره برداری رعایت ضابطه خاصی الزامی نیست، ولی برای قطعات تحت اثر خمش در حالت حدی بهره‌برداری، رعایت ضوابط خاص کنترل تغییر شکلها و ترک‌خوردگی‌ها الزامی است. این ضوابط در فصل چهاردهم توضیح داده شده‌اند.

## ❑ ۱۱-۲ حالت حدی نهایی مقاومت در خمش و نیروی محوری

۱۱-۲-۱ در مقاطع تحت اثر خمش یا نیروی محوری و یا اثر توأم آنها، کنترل حالت حدی نهایی مقاومت بر اساس روابط زیر صورت می‌گیرد:

$$M_u < M_r \qquad (۱-۱۱)$$

$$N_u \leq N_r \qquad (۲-۱۱)$$

در این روابط $M_u$ و $N_u$ به ترتیب لنگر خمشی نهایی و بار محوری نهایی در مقطع موردنظر و $M_r$ و $N_r$ به ترتیب لنگر مقاوم نهایی مقطع در خمش و بار محوری مقاوم نهایی می‌باشند. $M_r$ و $N_r$ با در نظر گرفتن اثر متقابل آن دو تعیین می‌شوند.

**۱۱-۲-۲** قطعات تحت اثر خمش و نیروی محوری باید به طریقی طراحی شوند که مقاومت لازم در برابر ترکیب بارهای محوری و لنگرهای خمشی برای نسبت‌های بیشینه وکمینه لنگر به بار محوری متناظر را داشته باشند.

**۱۱-۲-۳** لنگر خمشی مقاوم نهایی، $M_r$ ، و بار محوری مقاوم نهایی، $N_r$ ، از تحلیل مقطع بر اساس فرضیات داده شده در بند ۱۱-۳ و با رعایت شرایط تعادل نیروها و سازگاری هندسی تغییر شکلهای نسبی در مقطع بدست می‌آیند.

## ❑ ۱۱-۳ فرضهای طراحی

**۱۱-۳-۱** در هر مقطع توزیع تغییر شکلهای نسبی فولاد و بتن در ارتفاع مقطع، خطی در نظر گرفته می‌شود. این فرض در مقاطع خمشی با ارتفاع زیاد مورد قبول نیست. برای اینگونه مقاطع به بند ۱۱-۷ مراجعه شود.

**۱۱-۳-۲** حداکثر تغییر شکل نسبی بتن در دورترین تار فشاری، مقداری بین ۰/۰۰۳ تا ۰/۰۰۳۵ اختیار می‌شود.

۱۱-۳-۳ تنش فولاد برای تغییر شکلهای نسبی کوچکتر از مقدار نظیر $\phi_s f_y$ باید برابربا $E_s \varepsilon_s$ و برای تغییر شکلهای نسبی بزرگتر از مقدار نظیر $\phi_s f_y$ باید مستقل از تغییر شکل نسبی و برابر با $\phi_s f_y$ در نظر گرفته شود.

۱۱-۳-۴ در محاسبات خمشی اعضای بتن آرمه از مقاومت کششی بتن صرف نظر می‌شود.

۱۱-۳-۵ نمودار تنش فشاری بتن و تغییر شکل نسبی نظیر آن را می‌توان به شکل مستطیل، ذوزنقه، سهمی یا هر شکل دیگری که پیش بینی مقاومت بر اساس آن بانتایج آزمایش‌های جامع تطابق قابل قبولی داشته باشد، در نظر گرفت.

۱۱-۳-۶ ضوابط بند ۱۱-۳-۵ را می‌توان با قبول حداکثر تغییر شکل نسبی بتن دردورترین تار فشاری برابر با ۰/۰۰۳ به وسیله یک توزیع تنش مستطیلی معادل بامشخصات زیر تأمین کرد:

الف : تنشی برابر با $0.85 \phi_c fc$ ، که بطور یکنواخت روی یک ناحیه فشاری معادل، که به کناره‌های مقطع و خطی به موازات محور خنثی به فاصله $\beta_1 x$ از دورترین تار فشاری محدود می‌شود، اثر می‌کند.

ب : فاصله تار نظیر حداکثر تغییر شکل نسبی از محور خنثی، x ، در امتداد عمود برمحور خنثی اندازه گیری می‌شود.

پ : ضریب $\beta_1$ برای بتن با مقاومت فشاری مشخصه تا ۳۰ مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)، برابر با ۰/۸۵ است. برای مقاومت‌های بیشتر بازای هر مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر

مربع) افزایش مقاومت فشاری مشخصه بتن، مقدار $\beta_1$ به صورت خطی به اندازه ۰/۰۰۸ کاهش می‌یابد. حداقل مقدار $\beta_1$ به ۰/۶۵ محدود می‌شود.

## ۱۱-۴ ضوابط کلی طراحی

**۱۱-۴-۱** مقطع متعادل مقطعی است که در حالت حدی نهایی مقاومت، تغییر شکل نسبی آرماتور کششی به حد نظیر $f_y$ و همزمان، تغییر شکل نسبی بتن فشاری به مقدار نهایی مفروض در بند ۱۱-۳-۲ یا ۱۱-۳-۶ برسد.

**۱۱-۴-۲** در قطعات خمشی برای تأمین مقاومت می‌توان از آرماتور فشاری همراه با آرماتور کششی استفاده کرد.

**۱۱-۴-۳** در قطعات تحت اثر فشار محوری، حداکثر بار محوری مقاوم نهایی نبایدبزرگتر از ۸۰ درصد مقداری که بر اساس فرضهای بند ۱۱-۳ بدست می‌آید در نظرگرفته شود. درصورت استفاده از فرضهای بند ۱۱-۳-۶ این بار برابر مقدار زیراست:

$$N_{r\,max} = 0.8\,[0.85\,\phi_c\ f_c\,(A_g - A_{st}) + \phi_s\,f_y\,A_{st}] \qquad (۱۱-۳)$$

**۱۱-۴-۴** در قطعات تحت اثر فشار و خمش، بار محوری مقاوم نهایی در هر حالت نباید بیشتر از مقدار بدست آمده از بند ۱۱-۴-۳ در نظر گرفته شود.

## ۱۱-۵ محدودیتهای آرماتورها در قطعات خمشی

### ۱۱-۵-۱ حداکثر مقدار آرماتور کششی

در قطعات خمشی یا قطعات خمشی - فشاری که در آنها بار محوری کمتر از هر دو مقدار $0.15\ \phi_c f_c A_g$ و $N_b$ است، نسبت آرماتور کششی، $\rho$ ، نباید از $\rho_b$ تجاوز کند.

$\rho_b$ نسبت آرماتورکششی در مقطع متعادل تحت اثر خمش بدون بار محوری است.

### ۱۱-۵-۲ حداقل مقدار آرماتور کششی

**۱۱-۵-۲-۱** در هر مقطع از قطعات خمشی (بجز موارد مندرج در بندهای ۱۱-۵-۲-۲ و ۱۱-۵-۲-۳ ) که بر اساس محاسبات به آرماتور کششی نیاز باشد نسبت آرماتور به کار رفته، $\rho$ ، نباید از بزرگترین مقادیر زیر کمتر باشد:

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} \qquad ; \qquad \rho_{min} = \frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y} \qquad (۴-۱۱)$$

در تیرهای T شکل و تیرچه‌هایی که در آنها جان مقطع در کشش قرار دارد، محاسبه $\rho$ با در نظر گرفتن عرض جان صورت می‌گیرد.

**۱۱-۵-۲-۲** در صورتیکه درصد فولاد کششی حاصل از محاسبه، از $\rho_{min}$ کمتر باشد می‌توان با قرار دادن ۱/۳۳ برابر مقطع حاصل از محاسبه، از ضابطه بند ۱۱-۵-۲-۱ صرفنظر نمود.

**۱۱-۵-۲-۳** در دالها، دیوارها و شالوده‌ها، حداقل آرماتور و حداکثر فاصله آنها باید بترتیب بر اساس ضوابط مربوط در فصل‌های ۱۵، ۱۶ و ۱۷ تعیین شود.

### ۱۱-۵-۳ توزیع آرماتور خمشی

۱۱-۵-۳-۱ در تیرها و در دالهای یکطرفه توزیع آرماتور خمشی باید بر اساس ضوابط مربوط به ترک خوردگی مطابق فصل چهاردهم صورت گیرد.

۱۱-۵-۳-۲ در دالهای دو طرفه توزیع آرماتور خمشی باید بر اساس ضوابط بند ۱۵-۵ صورت گیرد.

## ❑ ۱۱-۶ فاصله تکیه‌گاه‌های جانبی قطعات خمشی

۱۱-۶-۱ بجز در مواردیکه محاسبات پایداری سازه شامل آثار پیچشی انجام می‌شود، فاصله تکیه‌گاه‌های جانبی تیرها باید بر اساس بند ۱۱-۶-۲ در نظر گرفته شود.

۱۱-۶-۲ برای تیرهای ساده و یا یکسره، فاصله تکیه‌گاه‌های جانبی نباید از ۵۰ برابر عرض وجه فشاری تیر بیشتر باشد.

## ❑ ۱۱-۷ قطعات خمشی با ارتفاع زیاد یا تیر تیغه‌ها

۱۱-۷-۱ قطعات خمشی با نسبت ارتفاع مقطع به دهانه آزاد بزرگتر از $\frac{۲}{۵}$ دردهانه‌های یکسره، یا بزرگتر از $\frac{۴}{۵}$ در دهانه‌های ساده، باید به عنوان قطعات خمشی باارتفاع زیاد در نظر گرفته شوند. در این قطعات، طراحی با منظور کردن توزیع غیرخطی تغییر شکلهای نسبی در ارتفاع مقطع، افزایش طول مهاری و نیز ملاحظات مربوط به کمانش جانبی انجام می‌شود.

۱۱-۷-۲ در تیر تیغه‌های خمشی مقاومت برشی باید مطابق بند ۱۲-۱۵ تعیین شوند.

۱۱-۷-۳ حداقل آرماتور کششی نظیر خمش باید بر اساس ضوابط مندرج در بند ۱۱-۵-۲ تعیین شود.

۱۱-۷-۴ حداقل آرماتور قائم و افقی، در سطوح جانبی تیر تیغه‌های خمشی، باید بزرگترین مقدار از مقادیر تعیین شده در بند ۱۲-۱۵ یا ۱۶-۴ باشد.

## ❑ ۱۱-۸ ابعاد طراحی برای قطعات فشاری

۱۱-۸-۱ پس از تحلیل سازه و تعیین مقادیر تلاش‌ها که به ازای سختی نظیر مقطع واقعی قطعات انجام می‌پذیرد، برای طراحی قطعات و تعیین مقدار آرماتور فشاری می‌توان تسهیلات بندهای ۱۱-۸-۲ تا ۱۱-۸-۴ را مورد استفاده قرار داد.

۱۱-۸-۲ در صورتی که قطعه‌ای فشاری با مارپیچ یا تنگ، با یک دیوار یا پایه بصورت یکپارچه ساخته شود، حداکثر ۴۰ میلیمترخارج از مارپیچ یا تنگها را می توان جزء محدوده مقطع مؤثر قطعه فشاری فرض کرد.

۱۱-۸-۳ در قطعات فشاری با مقطع مربع یا چندضلعی منظم و اشکال مشابه به جای منظور کردن مقطع کل در طراحی، می‌توان از مقطع گرد معادلی به قطر حداقل بعد جانبی شکل واقعی استفاده کرد. سطح مقطع کل، درصد آرماتور مورد نیاز ومقاومت قطعه بر اساس مقطع این دایره معادل تعیین می‌شود.

۱۱-۸-۴ در تعیین مقاومت مقطع و حداقل آرماتور مورد نیاز در یک عضو فشاری که دارای سطح مقطعی بزرگتر از مقدار لازم برای تحمل بارهای مورد نظر است، می‌توان سطح مقطع مؤثر کاهش یافته‌ای در نظر گرفت. این سطح مقطع نباید از نصف سطح مقطع کل کوچکتر باشد.

## ❑ ۱۱-۹ محدودیتهای آرماتورها در قطعات فشاری (ستونها)

۱۱-۹-۱ در قطعات فشاری سطح مقطع آرماتور طولی نباید کمتر از ۰/۰۰۸ و بیشتر از ۰/۰۸ سطح مقطع کل باشد. محدودیت مقدار حداکثر باید در محل وصله‌های پوششی میلگردها نیز رعایت شود.

۱۱-۹-۲ حداقل تعداد میلگردهای طولی در قطعات فشاری به شرح زیر است:

الف - میلگردهای داخل تنگهای مدور یا مستطیلی، چهار عدد

ب - میلگردهای داخل تنگهای مثلثی، سه عدد

پ - میلگردهای داخل مارپیچ، شش عدد، مطابق بند ۱۱-۹-۳.

۱۱-۹-۳ نسبت حجمی آرماتور مارپیچ به حجم کل هسته، $\rho_s$ ، نباید از مقدار زیر کمتر باشد:

$$\rho_s = 0.45\,(\frac{A_g}{A_c} - 1)\frac{f_c}{f_y} \qquad (۵-۱۱)$$

در رابطه فوق، مقدار $f_y$ (که مربوط به مارپیچ است) نباید بیشتر از ۴۰۰ مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع) منظور شود.

## ۱۱-۱۰ مقاومت اتکایی

۱۱-۱۰-۱ مقاومت اتکایی نهایی روی بتن، به استثنای موارد مذکور در بندهای ۱۱-۱۰-۲ و ۱۱-۱۰-۳ نباید بزرگتر از $0.85\ \phi_c\ f_c\ A_1$ در نظر گرفته شود.

۱۱-۱۰-۲ در صورتی که ابعاد تکیه‌گاه در تمام امتدادها بزرگتر از ابعاد سطح بارگذاری شده باشد، مقاومت اتکایی نهایی روی سطح بارگذاری را که بر طبق بند ۱۱-۱۰-۱ محاسبه شده است، می‌توان در ضریب $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ ضرب کرد. این ضریب در هرحال نباید بزرگتر از ۲ در نظر گرفته شود. $A_2$ مساحت تکیه‌گاه است.

۱۱-۱۰-۳ در صورتی که تکیه‌گاه شیبدار یا پله‌ای باشد، مقدار $A_2$ برابر مساحت قاعده تحتانی مخروط یا هرم با جداره صاف یا پله‌ای که بطورکامل در داخل تکیه‌گاه قرار دارد، می‌باشد. قاعده فوقانی برابر $A_1$ و شیب سطح جانبی ۱:۲ (۱ قائم به ۲افقی ) درنظرگرفته می‌شود.

# فصل دوازدهم

# برش و پیچش

## ❑ ۱۲-۰ علائم اختصاری

$a$ = فاصله مرکز اثر نیرو تا بر تکیه‌گاه- دهانه برشی، میلیمتر

$A_c$ = سطح محصور توسط محیط خارجی مقطع بتن شامل سطح سوراخ‌ها (در صورت وجود)، میلیمتر مربع

$A_{cv}$ = سطح مقطعی از بتن که در مقابل انتقال برش مقاومت می‌کند، میلیمتر مربع

$A_f$ = سطح مقطع آرماتور خمشی در دستکها و شانه‌ها (بند ۱۲-۱۶-۲-۵) میلیمتر مربع

$A_g$ = مساحت کل مقطع، میلیمتر مربع

$A_h$ = سطح مقطع آرماتور برشی موازی با آرماتور کششی نظیر خمش، میلیمتر مربع

$A_\ell$ = سطح مقطع کل آرماتور طولی برای مقاومت در مقابل پیچش، میلیمتر مربع

$A_n$ = سطح مقطع آرماتوری که در دستک و شانه‌ها در مقابل نیروی کششی مقاومت می‌کند، (بند ۱۲-۱۶-۲-۶) میلیمتر مربع

$A_{oh}$ = مساحت سطح محصور شده به وسیله جریان برش ناشی از پیچش در مقطع، شامل سطح سوراخ‌ها (در صورت وجود)، میلیمتر مربع

$A_{0h}$ = مساحت سطح محصور شده بوسیله محورهای اضلاع خاموت بسته پیچشی بیرونی در مقطع، شامل سطح سوراخها (در صورت وجود)، میلیمتر مربع

$A_s$ = سطح مقطع آرماتور کششی، میلیمتر مربع

$A_t$ = سطح مقطع یک شاخه از خاموت که در طول فاصله s در برابر پیچش مقاومت می‌کند، میلیمتر مربع

$A_v$ = سطح مقطع آرماتور برشی در فاصله s یا سطح مقطع آرماتور برشی عمود برآرماتور کششی نظیر خمش در فاصله s برای اعضای خمشی با ارتفاع زیاد، میلیمتر مربع

$A_{vf}$ = سطح مقطع آرماتور برش اصطکاکی، میلیمتر مربع

$A_{vh}$ = سطح مقطع آرماتور برشی موازی با آرماتور کششی نظیر خمش در فاصله $s_2$ ، میلیمتر مربع

$b_t$ = پهنای آن قسمتی از سطح مقطع که خاموتهای بسته مقاوم در مقابل پیچش را دربر می‌گیرد، میلیمتر

$b_w$ = پهنای جان یا قطر مقطع مدور، میلیمتر

$b_0$ = محیط مقطع بحرانی برای دالها و شالوده‌ها، (بند ۱۲-۱۸-۲-۱- ب)، میلیمتر

$b_{0m}$ = محیط مقطع بحرانی خاص برای دالها با کلاهک برشی، (بند ۱۲-۱۸-۲-۷)، میلیمتر

$c_1$ = بعد ستون مستطیلی یا ستون مستطیلی معادل، سر ستون یا کتیبه سر ستون درامتداد دهانه‌ای که لنگرها برای آن محاسبه می‌شوند، میلیمتر

$c_2$ = بعد ستون مستطیلی یا ستون مستطیلی معادل، سر ستون یا کتیبه سر ستون درامتداد عمود بر دهانه‌ای که لنگرها برای آن محاسبه می‌شوند، میلیمتر

$d$ = فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز سطح آرماتور کششی طولی، میلیمتر

$f_c$ = مقاومت فشاری مشخصه بتن، مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)

$f_y$ = مقاومت مشخصه فولاد ($f_{yk}$)، مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)، که برای تسهیل کار دراین فصل حرف k در زیر نویس حذف شده است.

$h$ = ضخامت کل عضو، میلیمتر

$h_b$ = فاصله بین وجه تحتانی تیر فرعی و وجه تحتانی تیر اصلی در امتداد بار. در صورتی که $h_b$ کمتر از ۷۵ میلیمتر باشد، مقدار آن را می‌توان برابر با ۷۵ میلیمتر در نظر گرفت، میلیمتر

$h_v$ = ارتفاع کل سر ستون، میلیمتر

$h_w$ = ارتفاع دیوار از پایین تا بالا، میلیمتر

$h_l$ = ارتفاع کل تیر اصلی، (بند ۱۲-۱۷-۲)، میلیمتر

$\ell_n$ = طول دهانه آزاد - فاصله برتابر تکیه‌گاه‌ها، میلیمتر

$\ell_v$ = حداقل طول هر بازوی کلاهک برشی از مرکز، میلیمتر

$\ell_w$ = طول افقی دیوار، میلیمتر

$M_m$ = لنگر اصلاح شده، نیوتن - میلیمتر

$M_p$ = لنگر پلاستیکی مقطع کلاهک برشی، نیوتن - میلیمتر

$M_r$ = مقاومت خمشی نهایی مقطع، نیوتن - میلیمتر

$M_u$ = لنگر خمشی نهایی، نیوتن - میلیمتر

$M_{uf}$ = کسری از لنگر متعادل نشده که به وسیله خمش منتقل می‌شود، به بند ۱۲-۱۸-۵-۱ رجوع شود، نیوتن - میلیمتر

$M_{uv}$ = کسری از لنگر متعادل نشده که به وسیله برش منتقل می‌شود، به بند ۱۲-۱۸-۵-۱ رجوع شود، نیوتن - میلیمتر

$M_v$ = اضافه مقاومت خمشی هر نوار ستون در دال ناشی از وجود کلاهک برشی، نیوتن - میلیمتر

$N_r$ = مقاومت کششی نهایی مقطع، نیوتن

$N_u$ = نیروی محوری نهایی که همزمان با $V_u$ در مقطع اثر می‌کند. علامت این نیرو درفشار مثبت و در کشش منفی است. این نیرو آثار ناشی از جمع شدگی و وارفتگی را شامل می‌شود، نیوتن

$P_c$ = محیط بیرونی مقطع بتن، میلیمتر

$P_h$ = محیط سطح محصور شده بوسیله محورهای اضلاع خاموت بسته پیچشی بیرونی در مقطع، میلیمتر

$s$ = فاصله بین سفره‌های آرماتور برشی یا پیچشی در امتداد موازی با آرماتورطولی، میلیمتر

$s_1$ = فاصله بین میلگردهای آرماتور قائم دیوار، میلیمتر

$s_2$ = فاصله بین سفره‌های آرماتور برشی یا پیچشی در امتداد عمود بر آرماتور طولی - یا فاصله بین میلگردهای آرماتور افقی دیوار، میلیمتر

$T_{cr}$ = مقاومت پیچشی نهایی در برابر ترک خوردگی، نیوتن - میلیمتر

$T_r$ = مقاومت پیچشی نهایی، نیوتن - میلیمتر

$T_s$ = مقاومت پیچشی نهایی تأمین شده توسط آرماتور پیچشی، نیوتن - میلیمتر

$T_u$ = لنگر پیچشی نهایی، نیوتن - میلیمتر

$v_c$ = مقاومت برشی بتن، (رابطه ۱۲-۴)، مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)

$V_c$ = مقاومت برشی نهایی تأمین شده توسط بتن ، نیوتن

$V_r$ = مقاومت برشی نهایی مقطع، نیوتن

$V_s$ = مقاومت برشی نهایی تأمین شده توسط آرماتور برشی، نیوتن

$V_u$ = نیروی برشی نهایی، نیوتن

$\alpha$ = زاویه بین خاموتهای مایل و محور طولی عضو

$\alpha_f$ = زاویه بین آرماتورهای برش اصطکاکی و صفحه برش

$\alpha_s$ = ضریب ثابت به کار برده شده برای محاسبه $V_c$ در دالها

$\alpha_v$ = نسبت سختی خمشی بازوی کلاهک برشی به سختی خمشی مقطع ترک خورده دال مرکب اطراف آن، (بند ۱۲-۱۸-۳-۴-پ)

$\beta_c$ = نسبت طول به عرض سطح اثر بار متمرکز یا سطح تکیه‌گاه محدود

$\eta$ = تعداد بازوهای کلاهک برشی

$\mu$ = ضریب اصطکاک

$\rho_h$ = نسبت سطح مقطع آرماتور برشی افقی به مساحت کل مقطع قائم بتن

$\rho_n$ = نسبت سطح مقطع آرماتور برشی قائم به مساحت کل مقطع افقی بتن

$\rho_w$ = $\dfrac{A_s}{b_w d}$

$\phi_c$ = ضریب جزیی ایمنی بتن

$\phi_s$ = ضریب جزیی ایمنی فولاد

## ❐ ۱۲-۱ گستره

**۱۲-۱-۱** ضوابط این فصل باید برای طراحی قطعات تحت اثر برش یا پیچش و یا اثر توأم آنها، در حالت حدی نهایی مقاومت، رعایت شوند.

**۱۲-۱-۲** در این آیین نامه برای طراحی قطعات تحت اثر برش یا پیچش و یا اثر توأم آنها، در حالت حدی بهره‌برداری، ضوابط خاصی پیشنهاد نمی‌شود. اطمینان از رفتار قابل قبول اینگونه قطعات از حالت ترک‌خوردگی ناشی از برش و پیچش با رعایت ضوابط مربوط به محدودیتهای آرماتورهای برشی و پیچشی مطابق آنچه در این فصل آمده است و نیز ضوابط مربوط به مهار میلگردها مطابق آنچه درفصل هیجدهم آمده است، حاصل می‌شود.

**۱۲-۱-۳** ضوابط مربوط به طراحی قطعات برای برش در قسمت‌های ۱۲-۲ تا ۱۲-۷ و برای پیچش در قسمت‌های ۱۲-۸ تا ۱۲-۱۲ و برای اثر توأم برش و پیچش در قسمت ۱۲-۱۳ داده شده اند. سایر قسمتهای این فصل مربوط به ضوابط خاص طراحی اعضای خمشی با ارتفاع زیاد، دستکها و شانه‌ها، دیوارها، دالها وشالوده‌ها و اتصالات برای برش می‌باشند.

## ❐ ۱۲-۲ حالت حدی نهایی مقاومت در برش

**۱۲-۲-۱** در مقاطع تحت اثر برش، کنترل حالت حدی نهایی مقاومت در برش بایدبر اساس رابطه زیر صورت گیرد:

$$V_u \leq V_r \qquad (۱۲-۱)$$

در این رابطه $V_u$ نیروی برشی نهایی در مقطع مورد نظر است که از طراحی سازه زیراثر بار نهایی به دست می‌آید و $V_r$ نیروی برشی نهایی مقاوم مقطع است که مطابق بند۱۲-۲-۲ محاسبه می‌شود.

**۱۲-۲-۲** نیروی برشی نهایی مقاوم مقطع، $V_r$ ، با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$V_r = V_c + V_s \qquad (۲-۱۲)$$

در این رابطه $V_c$ نیروی برشی تأمین شده توسط بتن و $V_s$ نیروی برشی تأمین شده توسط آرماتورهای برشی است. این مقاومت‌ها "نیروی برشی مقاوم نهایی بتن" و "نیروی برشی مقاوم نهایی آرماتورها" نامیده می‌شوند. مقادیر $V_c$و $V_s$ بر اساس ضوابط قسمتهای ۱۲-۳ و ۱۲-۴ محاسبه می‌شوند.

## ❑ ۱۲-۳ مقاومت برشی تأمین شده توسط بتن

**۱۲-۳-۱** نیروی برشی مقاوم نهایی بتن، $V_c$ ، را می‌توان بر اساس ضوابط بندهای ۱۲-۳-۱-۱ تا ۱۲-۳-۱-۳ و یا با جزئیات دقیقتر مطابق بند ۱۲-۳-۲ محاسبه نمود.

**۱۲-۳-۱-۱** برای اعضایی که تحت اثر برش و خمش قرار دارند:

$$V_c = v_c\, b_w\, d \qquad (۳-۱۲)$$

در این رابطه $v_c$ مقاومت برشی بتن است که با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$v_c = 0.2\, \phi_c \sqrt{f'_c} \qquad (۴-۱۲)$$

**۱۲-۳-۲-۱** برای اعضایی که تحت اثر برش و خمش و فشار محوری قرار دارند:

$$V_c = v_c \left(1+\frac{N_u}{12A_g}\right) b_w d \qquad (۵-۱۲)$$

**۱۲-۳-۱-۳** برای اعضایی که تحت اثر برش، خمش و کشش محوری قابل ملاحظه قرار دارند، $V_c$ برابر با صفر فرض می‌شود. در این موارد آرماتور برشی باید به تنهایی مقاومت برشی مقطع را تأمین کند.

**۱۲-۳-۲** نیروی برشی مقاوم نهایی بتن، $V_c$ ، را می‌توان با جزییات دقیق تر مطابق بندهای ۱۲-۳-۲-۱ و ۱۲-۳-۲-۲ محاسبه نمود.

**۱۲-۳-۲-۱** برای اعضایی که تحت اثر برش و خمش قرار دارند:

$$V_c = v_c \left(1+\frac{N_u}{12A_g}\right) b_w d$$

$$V_c = \left(0.95\, v_c + 12\, \rho_w \frac{V_u d}{M_u}\right) b_w d \qquad (۶-۱۲)$$

مقدار $V_c$ در هر حال نباید بزرگتر از $۱/۷۵\, v_c\, b_w\, d$ در نظر گرفته شود.

در محاسبه $V_c$ از رابطه ۱۲-۶ کمیت $\frac{V_u d}{M_u}$ نباید بزرگتر از واحد اختیار شود. لنگر خمشی نهایی $M_u$ لنگری است که همزمان با نیروی برشی نهایی $V_u$ بر مقطع مورد نظر اثرمی کند.

**۱۲-۳-۲-۲** برای اعضایی که تحت اثر برش و خمش و فشار محوری قرار دارند:

در این حالت برای محاسبه $V_c$ می توان رابطه ۱۲-۶ را به کار برد با این تفاوت کـه در آن بجای $M_u$ مقدار $M_m$ از رابطه زیر را جایگزین نمود و کمیت $\frac{V_u d}{M_u}$ را نیز به مقـدار واحـد محدود نکرد.

$$M_m = M_u - N_u \frac{4h - d}{8} \qquad (۷-۱۲)$$

مقدار $V_c$ در هر حال نباید بزرگتر از مقدار به دست آمده از رابطه زیر در نظر گرفته شود:

$$V_c = 1.75\, v_c \sqrt{1 + \frac{N_u}{3A_g}}\; b_w\, d \qquad (۸-۱۲)$$

در صورتی که مقدار $M_m$ در رابطه ۷-۱۲ منفی گردد، $V_c$ از رابطه ۱۲-۸ محاسبه می‌شود.

**۱۲-۳-۲-۳** برای اعضایی که تحت اثر برش، خمش و کشش محوری قابل ملاحظه قرار دارند:

$$V_c = v_c \left(1 + \frac{N_u}{3A_g}\right) b_w\, d \qquad (۹-۱۲)$$

در این رابطه $N_u$ منفی است.

## ❑ ۱۲-۴ مقاومت برشی تأمین شده توسط آرماتورها

**۱۲-۴-۱** آرماتورهای برشی می‌توانند شامل انواع زیر باشند:

الف - خاموتهای عمود بر محور عضو

ب - شبکه جوش شده از سیمهایی که عمود بر محور عضو قرار می‌گیرند، بـه شـرطی کـه سیمهای عرضی بتوانند در طولی معادل حداقل ۱۰۰ میلیمـتر ازدیـاد طولـی معـادل حداقـل ۰/۰۴ کسب کنند.

پ - خاموتهایی با زاویه ۴۵ درجه یا بیشتر نسبت به میلگردهای کششی طولی بنحوی که ترکهای قطری احتمالی را قطع کنند.

ت - میلگردهای طولی خم شده به قطر حداکثر ۳۶ میلیمتر، تحت زاویه ۳۰ درجه یابیشتر نسبت به میلگردهای کششی طولی بنحوی که ترکهای قطری احتمالی راقطع کنند.

ث - ترکیبی از خاموتها و میلگردهای طولی خم شده با شرایط مذکور در بندهای الف، پ و ت.

ج - مارپیچ‌ها

**۱۲-۴-۲** نیروی برشی مقاوم نهایی آرماتورها ، $V_s$ ، در حالات مختلف بر اساس بندهای ۱۲-۴-۲-۱ تا ۱۲ ۴-۲-۶ محاسبه می‌شوند.

**۱۲-۴-۲-۱** وقتی که از آرماتور برشی عمود بر محور عضو استفاده می‌شود:

$$V_s = \phi_s A_v f_y \frac{d}{s} \qquad (۱۲-۱۰)$$

در این رابطه $A_v$ سطح مقطع آرماتور برشی به کار برده شده در طول فاصله s است.

**۱۲-۴-۲-۲** وقتی که از خاموتهای مایل به عنوان آرماتور برشی استفاده می‌شود:

$$V_s = \phi_s A_v f_y (\sin\alpha + \cos\alpha) \frac{d}{s} \qquad (۱۲-۱۱)$$

**۱۲-۴-۲-۳** وقتی که آرماتور برشی شامل یک میلگرد منفرد یا یک ردیف میلگردهای متوازی باشد که همگی در فاصله‌ای یکسان از تکیه‌گاه خم شده باشند:

$$V_s = \phi_s A_v f_y \sin \alpha \qquad (۱۲-۱۲)$$

مقدار $V_s$ در این حالت نباید بیشتر از $1.5\ v_c\ b_w\ d$ در نظر گرفته شود.

**۱۲-۴-۲-۴** وقتی آرماتور برشی شامل یک سری میلگردهای خم شده متوازی یاچند ردیف میلگرد خم شده متوازی در فواصل مختلف از تکیه‌گاه باشد، نیروی برشی مقاوم نهایی $V_s$ برابر ۰/۷۵ مقدار داده شده در رابطه ۱۲-۱۱ در نظر گرفته می‌شود. در این حالت مقدار $V_s$ نباید بیشتر از مقدار $2.5\ v_c\ b_w\ d$ اختیار شود.

**۱۲-۴-۲-۵** آرماتورهای طولی خم شده را تنها در سه چهارم طول ناحیه مورب آنها می‌توان به عنوان آرماتور برشی مؤثر تلقی نمود، فواصل این آرماتورها بایدطوری انتخاب شود که ضابطه گفته شده در بند ۱۲-۶-۴-۲ در سه چهارم وسط طول ناحیه مورب میلگردها عملی گردد.

**۱۲-۴-۲-۶** در صورتی که بیش از یک نوع آرماتور برشی در یک ناحیه از عضوی مورد استفاده قرار گیرد، نیروی برشی مقاوم نهایی $V_s$ برابر مجموع مقادیر $V_s$ محاسبه شده برای انواع مختلف آرماتورها می‌باشد.

**۱۲-۴-۳** نیروی برشی مقاوم نهایی $V_s$ در هیچ حالت نباید بیشتر از $4V_c$ در نظرگرفته شود.

## ❑ ۱۲-۵ ضوابط کلی طراحی برای برش

**۱۲-۵-۱** در محاسبه مقاومت برشی نهایی مقطع، $V_r$ ، اثر هر گونه قسمت خالی در اعضاء باید در نظر گرفته شود.

**۱۲-۵-۲** در محاسبه نیروی برشی مقاوم بتن، $V_c$ ، در صورت لزوم باید اثر کشش محوری ناشی از وارفتی، جمع شدگی در اعضای مقید (غیرآزاد) و نیز اثر کشش وفشار مورب ناشی از خمش در اعضای با ارتفاع متغیر در نظر گرفته شوند، درصورتی که اثر کشش و فشار مورب در جهت مساعد باشد، می‌توان از آن صرفنظر کرد.

**۱۲-۵-۳** حداکثر نیروی برشی نهایی، $V_u$ ، در تکیه‌گاه‌ها را می‌توان طبق بند ۱۲-۵-۴ کاهش داد، مشروط بر آنکه:

الف - عکس العمل تکیه‌گاه در امتداد برش اعمال شده در نواحی انتهایی عضو ایجاد فشار کند.

ب - هیچ بار متمرکزی در فاصله بین بر داخلی تکیه‌گاه تا محل مقطع بحرانی، مطابق بند ۱۲-۵-۴ ، وارد نشود.

**۱۲-۵-۴** تمامی مقاطعی را که در فاصله‌ای کمتر از d از بر داخلی تکیه‌گاه قرار دارند می‌توان برای همان برش $V_u$ که در مقطع به فاصله d وجود دارد، طراحی کرد.

## ❑ ۱۲-۶ محدودیتهای آرماتور برشی

**۱۲-۶-۱** مقاومت مشخصه آرماتور برشی نباید از ۴۰۰ مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع) بیشتر باشد.

**۱۲-۶-۲** خاموتها و میلگردهای طولی خم شده و شبکه‌های سیمی که به عنوان آرماتور برشی به کار می‌روند باید تا فاصله‌ای برابر با d از دورترین تار فشاری ادامه یابند و در هر دو انتها مطابق بند ۱۸-۳-۴ برای حصول مقاومت نظیر حدتسلیم مفروض، مهار شوند.

### ۱۲-۶-۳ حداقل آرماتور برشی

**۱۲-۶-۳-۱** در تمامی اعضای خمشی بتن آرمه‌ای که در آنها نیروی برشی نهایی $V_u$ از نصف نیروی برشی مقاوم نهایی بتن، $V_c$ ، تجاوز کند، باید آرماتور برشی به کار برده شود. مقدار آرماتور برشی نباید کمتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود:

$$A_v = 0.35 \frac{b_w s}{f_y} \qquad (۱۲-۱۳)$$

**۱۲-۶-۳-۲** در موارد زیر می‌توان ضابطه بند ۱۲-۶-۳-۱ را نادیده گرفت.

الف - دالها و شالوده‌ها

ب - سقفهای ساخته شده با سیستم تیرچه‌های بتنی مطابق تعریف بند ۱۰-۷-۵

پ - تیرهایی که ارتفاع آنها کمتر از ۲۵۰ میلیمتر است

ت - تیرهایی که به صورت یکپارچه با دال ریخته شده و ارتفاع کل آنها کمتر از دو ونیم برابر ضخامت دال، نصف پهنای جان و ۶۰۰ میلیمتر باشد.

**۱۲-۶-۳-۳** چنانچه بتوان به کمک آزمایش‌های قابل قبول نشان داد که در صورت حذف آرماتور برشی، مقاطع مورد نظر مقاومت‌های خمشی و برشی لازم راخواهند داشت، می‌توان ضابطه بند ۱۲-۶-۳-۱ را نادیده گرفت. در این آزمایش‌ها باید اثر نشستهای نامساوی، وارفتگی، جمع شدگی، و تغییر درجه حرارت محیط رابر اساس ارزیابی واقع‌بینانه‌ای از آنچه در شرایط بهره برداری وجود دارد، در نظرگرفت.

**۱۲-۶-۳-۴** چنانچه بر اساس بند ۱۲-۸-۱ طراحی برای پیچش لازم باشد، حداقل سطح مقطع آرماتور برشی و پیچشی جمعاً از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$A_v + 2A_t = 0.35\frac{b_w\, d}{f_y} \qquad (۱۲-۱۴)$$

این آرماتورها باید از نوع خاموت بسته باشد.

### ۱۲-۶-۴ حداکثر فواصل آرماتور برشی

**۱۲-۶-۴-۱** فاصله بین سفره‌های آرماتور برشی عمود بر محور عضو نباید از $\frac{d}{2}$ بیشتر باشد.

**۱۲-۶-۴-۲** فاصله بین خاموتهای مایل و یا میلگردهای طولی خم شده باید چنان باشد که هر خط ۴۵ درجه‌ای که از وسط مقطع، $\frac{d}{2}$، در جهت عکس العمل بطرف میلگردهای کششی طولی رسم شود، حداقل به وسیله یک ردیف از آرماتورهای برشی قطع گردد.

**۱۲-۶-۴-۳** در صورتی که نیروی برشی مقاوم $V_s$ بیشتر از $2v_c b_w d$ باشد، حداکثر فواصل داده شده در بندهای ۱۲-۶-۴-۱ و ۱۲-۶-۴-۲ باید به نصف تقلیل داده شوند.

## ۱۲-۷ حالت حدی نهایی مقاومت در پیچش

**۱۲-۷-۱** در صورتی که لنگر پیچشی نهایی، $T_u$ ، که از طراحی سازه بر مبنای سختی مقاطع ترک نخورده تعیین شده است از مقدار $0.25\ T_{cr}$ کمتر باشد، از اثر آن می‌توان صرفنظر کرد. در این صورت طراحی برای پیچش ضرورتی ندارد. مقدار $T_{cr}$ رامی توان از رابطه زیر به دست آورد:

$$T_{cr} = 2\ (\frac{A_c^2}{P_c})\ v_c \qquad (۱۲-۱۵)$$

مقدار $v_c$ از رابطه ۱۲-۴ محاسبه می‌شود.

**۱۲-۷-۲** در مقاطع تحت اثر پیچش، در مواردی که طراحی برای پیچش لازم باشد، کنترل حالت حدی نهایی مقاومت باید بر اساس رابطه زیر صورت گیرد:

$$T_u \leq T_r \qquad (۱۲-۱۶)$$

در این رابطه $T_u$ لنگر پیچشی نهایی در مقطع مورد نظر است که از طراحی سازه زیر اثر بار نهایی به دست می‌آید و $T_r$ مقاومت پیچشی نهایی مقطع است که با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌شود :

$$T_r = T_s \qquad (۱۲-۱۷)$$

در این رابطه $T_s$ لنگر پیچشی نهایی تأمین شده توسط آرماتورهای پیچشی است. این مقاومت به اختصار "لنگر پیچشی مقاوم نهایی آرماتورها" نامیده می‌شود. در این آیین نامه از کمک بتن برای تأمین مقاومت پیچشی، بعلت ترک خوردگی، صرفنظرشده است. مقدار $T_s$ بر اساس ضوابط قسمت‌های ۱۲-۸ تا ۱۲-۱۰ محاسبه می‌شود.

## ❑ ۱۲-۸ مقاومت پیچشی نهایی تأمین شده توسط آرماتورها

۱۲-۸-۱ آرماتورهای مورد نیاز برای تأمین مقاومت پیچشی در یک قطعه شامل آرماتور عرضی و آرماتور طولی اند. آرماتور طولی مشابه آرماتور خمشی است وبطور یکنواخت در اطراف مقطع پخش می‌شود. آرماتور عرضی می‌تواند بصورت یکی از انواع زیر باشد:

الف - خاموتهای بسته عمود بر محور عضو

ب - یک قفسه آرماتور بسته از شبکه سیمی جوش شده، با شرایط مندرج در بند ۱۲-۴-۱- ب ، عمود بر محور عضو

پ - مارپیچ‌ها

۱۲-۸-۲ لنگر پیچشی مقاوم نهایی آرماتورها، $T_s$ ، با شرط تأمین آرماتورهای پیچشی طولی بر طبق بند ۱۲-۸-۳ ، با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$T_s = 2\,\phi_c\ A_0\,A_t\,\frac{f_y}{s} \qquad (۱۲-۱۸)$$

در این رابطه $A_0$ مساحت سطح محصور شده بوسیله جریان برش ناشی از پیچش در مقطع است. در صورت عدم استفاده از محاسبات دقیق‌تر، مساحت این سطح رامی توان برابر با $0.85A_{0h}$ منظور نمود.

۱۲-۸-۳ آرماتور پیچشی طولی، $A_\ell$ ، مورد نیاز برای تأمین مقاومت پیچشی $T_s$ ازرابطه زیر تعیین می‌شود :

$$A_\ell = A_t\,\frac{P_h}{s} \qquad (۱۲-۱۹)$$

میلگردهای این آرماتور باید دور تا دور مقطع بطور یکنواخت توزیع شوند.

۱۲-۸-۴ در منطقه فشاری عضو خمشی، سطح مقطع آرماتور پیچشی طولی لازم را می‌توان به اندازه $\frac{M_u}{0.9\, d\, f_y}$ کاهش داد. $M_u$ لنگر خمشی نهایی مؤثر در مقطع همزمان با $T_u$ است.

۱۲-۸-۵ در مقاطع توخالی تحت اثر پیچش، فاصله محورهای اضلاع آرماتورپیچشی عرضی تا وجه درونی مقطع نباید کمتر از $\frac{A_{0h}}{P_h}$ 0.5 باشد.

## ❑ ۱۲-۹ ضوابط کلی طراحی برای پیچش

۱۲-۹-۱ آرماتورهای پیچشی را می‌توان با توجه به اندرکنش برش - پیچش وخمش - پیچش با آرماتورهای لازم برای سایر تلاشها ترکیب کرد به شرطی که مقدار آرماتور به کار برده شده برابر با مجموع مقادیر لازم برای هر یک از عوامل مورد نظر باشد. در این حالت باید محدود کننده ترین ضوابط رعایت شوند.

۱۲-۹-۲ تمامی مقاطعی را که در فاصله‌ای کمتر از d از بر داخلی تکیه‌گاه قراردارند، می‌توان برای همان لنگر پیچشی $T_u$ که در مقطع به فاصله d وجود دارد طراحی کرد، مشروط بر آنکه در این فاصله هیچ لنگر پیچشی متمرکزی موجودنباشد.

۱۲-۹-۳ آرماتورهای پیچشی را باید حداقل تا فاصله‌ای برابر با $(b_t + d)$ بعد از مقطعی که از جنبه نظری نیازی به آرماتور پیچشی ندارد، ادامه داد.

## ۱۲-۱۰ محدودیتهای آرماتورهای پیچشی

۱۲-۱۰-۱ مقاومت مشخصه آرماتور پیچشی عرضی نباید بیش از ۴۰۰ مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع) در نظر گرفته شود.

۱۲-۱۰-۲ خاموتها، سیمهای شبکه‌ها و میلگردهای پیچشی عرضی باید تا فاصله d از دورترین تار فشاری ادامه یابند.

۱۲-۱۰-۳ در هر گوشه خاموتهای بسته پیچشی باید حداقل یک میلگرد طولی به قطر معادل $\frac{s}{16}$ یا بیشتر قرار داده شود.

۱۲-۱۰-۴ آرماتورهای پیچشی باید مطابق ضوابط فصل هیجدهم مهار شوند.

۱۲-۱۰-۵ حداقل آرماتور پیچشی عرضی در اعضای تحت پیچش که طبق بند ۱۲-۷-۱ باید برای پیچش طراحی شوند، طبق بند ۱۲-۶-۳-۴ تعیین می‌شود.

۱۲-۱۰-۶ فاصله محوری بین سفره‌های آرماتور پیچشی عرضی نباید بیشتر از دو مقدار $\frac{P_h}{8}$ و ۳۰۰ میلیمتر در نظر گرفته شود.

۱۲-۱۰-۷ فاصله محوری بین میلگردهای پیچشی طولی توزیع شده در داخل محیط آرماتور عرضی نباید بیشتر از ۳۰۰ میلیمتر در نظر گرفته شود.

## ❑ ۱۲-۱۱ لنگر پیچشی نهایی در اعضای سازه‌های نامعین

۱۲-۱۱-۱ در مواردی که مقاومت در برابر لنگر پیچشی نهایی $T_u$ بـرای برقـراری تعـادل عضوی لازم باشد، عضو مورد نظر باید برای تحمل تمام لنگر پیچشی نهایی مطابق ضوابط قسمت ۱۲-۷ طراحی شود.

۱۲-۱۱-۲ در مواردی که امکان کاهش لنگر پیچشی در اثر باز پخش نیروهای داخلی در عضوی از یک سـازه نـامعین موجـود باشـد، می‌تـوان حداکـثر لنگـر پیچشـی نهـایی را بـه $0.67T_{cr}$ کاهش داد به شرطی که اثر لنگرها و برش‌های تعدیل شده عضودر سایر اعضای مجاور، با استفاده از روابط تعادل، محاسبه و در طراحی به کارگرفته شود.

۱۲-۱۱-۳ در صورت استفاده از بنـد ۱۲-۱۱-۲ و در صـورت عـدم اسـتفاده از تحلیـل دقیق‌تر، می‌توان لنگر پیچشی نهایی ناشی از اثر دالها روی تیرهای بـاربر را بـا یـک توزیـع خطی یکنواخت جایگزین کرد.

## ❑ ۱۲-۱۲ اثر توأم برش و پیچش

۱۲-۱۲-۱ برای طراحی اعضای تحت اثر توأم برش و پیچـش بـاید مقطـع را یکبـاربرای برش و بار دیگر برای پیچش، مطابق ضوابط این آیین نامه، طراحـی نمـود.آرماتورهـای بـه دست آمده در هر یک از حالات یاد شده با هم جمع شده و در عضومورد نظر به کار بـرده می‌شوند. این آرماتورها، در صورت لزوم، بـه آرماتورهـای مـورد نیـاز بـرای سـایر تلاشـها افزوده می‌شوند.

**۱۲-۱۲-۲** ابعاد مقاطعی که تحت اثر توأم برش و پیچش قرار می‌گیرند، باید بنحوی اختیار شوند که رابطه زیر برقرار باشد:

$$\frac{V_u}{b_w d} + \frac{T_u P_h}{A_{Oh}^2} \leq 0.25\ \phi_c\ f_c \qquad (۲۰-۱۲)$$

## ❑ ۱۲-۱۳ برش اصطکاکی

### ۱۲-۱۳-۱ گستره

ضوابط این قسمت در مواردی که انتقال نیروی برشی بین دو سطح با مشخصات زیر مورد نظر باشد، به کار گرفته می‌شود:

الف - وجود ترک یا استعداد ترک خوردن بین دو سطح

ب - دو سطح ساخته شده با مصالح غیرمتشابه

ج - دو سطح بتن ریزی شده در زمان‌های متفاوت

انتقال برش در موارد فوق توسط عملکرد برشی - اصطکاکی صورت می‌گیرد.

### ۱۲-۱۳-۲ حالت حدی نهایی مقاومت

**۱۲-۱۳-۲-۱** در مقاطعی که انتقال برش در آنها به صورت برش - اصطکاکی است، کنترل حالت حدی نهایی مقاومت باید بر اساس رابطه ۱۲-۱ صورت گیرد.نیروی برشی نهایی مقاوم مقطع، $V_r$ ، در این رابطه طبق بند ۱۲-۱۳-۲-۲ تعیین می‌گردد.

**۱۲-۱۳-۲-۲** نیروی برشی نهایی مقاوم مقطع، $V_r$ ، با فرض وجود ترک در سراسرمقطع مورد نظر بر طبق بندهای ۱۲-۱۳-۲-۳ تا ۱۲-۱۳-۲-۶ و یا طبق بند ۱۲-۱۳-۲-۷ محاسبه می‌شود. در هر یک از حالات ضوابط بند ۱۲-۱۳-۳ نیز بایدرعایت شوند.

**۱۲-۱۳-۲-۳** در مواردی که آرماتور برش اصطکاکی نسبت به صفحه برش مایل باشد، بطوریکه نیروی برشی در آن ایجاد کشش کند:

$$V_r = \phi_s A_{vf} f_y ( \mu \sin \alpha_f + \cos \alpha_f) \qquad (۲۱-۱۲)$$

در این رابطه $\alpha_f$ زاویه بین آرماتور برش اصطکاکی و صفحه برش است.

**۱۲-۱۳-۲-۴** در مواردی که آرماتور برش اصطکاکی عمود بر صفحه برش باشد:

$$V_r = \mu \phi_s A_{vf} f_y \qquad (۲۲-۱۲)$$

در این رابطه $\mu$ ضریب اصطکاک مطابق بند ۱۲-۱۳-۲-۵ است.

**۱۲-۱۳-۲-۵** ضریب اصطکاک $\mu$ در روابط ۱۲-۲۱ و ۱۲-۲۲ برابر با یکی از مقادیرزیر در نظر گرفته می‌شود:

الف - برای بتنی که به صورت یکپارچه ریخته شده باشد: ۱/۲۵

ب - برای بتنی که در مجاورت بتن سخت شده‌ای با زبری سطحی قید شده در بند ۱۲-۱۳-۳-۵ ریخته شده باشد: ۰/۹۰

پ - برای بتنی که در مجاورت بتن سخت شده‌ای با زبری سطحی کمتر از قید شده در بند ۱۲-۱۳-۳-۵ ریخته شده باشد: ۰/۵۰

ت - برای بتنی که بوسیله گل میخ‌ها یا بوسیله میلگردهایی به پروفیل فولادساختمانی مهار شده باشد: ۰/۶۰

**۱۲-۱۳-۲-۶** مقاومت برشی نهایی مقطع، $V_r$ ، در هیچ حالت نباید بزرگتر از مقادیر $0.25 \phi_c f_c A_{cv}$ و $0.65\phi_c A_{cv}$ در نظر گرفته شود. $A_{cv}$ سطح مقطع بتنی است که در مقابل برش مقاومت می‌کند.

۱۲-۱۳-۲-۷ مقاومت برشی نهایی مقطع، $V_r$ ، را می‌توان با استفاده از هر روش طراحی دیگری که صحت آن بوسیله آزمایش‌های جامع تأیید شده باشد، تعیین نمود.

### ۱۲-۱۳-۳ ضوابط طراحی برش اصطکاکی

۱۲-۱۳-۳-۱ مقاومت مشخصه آرماتور برش اصطکاکی نباید بیشتر از ۴۰۰ مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع) در نظر گرفته شود.

۱۲-۱۳-۳-۲ در مواردی که در سطح برش علاوه بر نیروی برشی نیروی کششی نیز اثر کند، باید آرماتور اضافی برای تحمل کشش در امتداد نیروی کششی اعمال شده، پیش‌بینی شود.

۱۲-۱۳-۳-۳ در مواردی که در سطح برش علاوه بر نیروی برشی نیروی فشاری دائمی نیز اثر کند، مقدار این نیرو را می‌توان به نیروی $\phi_s A_{vf} f_y$ ، متعلق به آرماتور برش اصطکاکی در رابطه ۱۲-۲۱ ، اضافه نمود.

۱۲-۱۳-۳-۴ میلگردهای آرماتور برش اصطکاکی باید بنحوی مناسب در سطح صفحه برش توزیع شوند و برای آنکه بتوانند به تنش نظیر جاری شدن برسند باید بطور کامل در دو سمت صفحه برش در بتن مهار گردند. برای مهار کردن آرماتورها می‌توان از ادوات مکانیکی استفاده نمود.

۱۲-۱۳-۳-۵ در مواردی که بتن در مجاورت بتن سخت شده قبلی ریخته می‌شود،سطح تماس برای انتقال برش باید تمیز و عاری از دوغاب خشک شده باشد. برای آنکه بتوان

ضریب اصطکاک $\mu$ را برابر با ۰/۹ فرض نمود سطح تماس باید با ایجاد خراش‌هایی به عمق تقریبی پنج میلیمتر به حالت زبر درآورده شود.

**۱۲-۱۳-۳-۶** در مواردی که برش بین پروفیل‌های فولاد ساختمانی و بتن با استفاده از گل میخ‌ها یا میلگردهای جوش شده به پروفیل انتقال داده می‌شود،فولادها باید تمیز و زنگ نخورده باشند.

## ❑ ۱۲-۱۴ ضوابط ویژه برای اعضای خمشی با ارتفاع زیاد (تیر تیغه‌ها)

### ۱۲-۱۴-۱ گستره

ضوابط این قسمت باید در مورد اعضای خمشی که دارای شرایط زیر باشند رعایت شوند.

الف - نسبت طول دهانه آزاد به ارتفاع مؤثر، $\frac{\ell_n}{d}$، در آنها کمتر از پنج باشد.

ب - بار روی تیر در وجه فشاری، مقابل وجهی که روی تکیه‌گاه‌ها می‌نشیند، وارد آید بطوریکه امکان بوجود آمدن دستکهای فشاری از سمت بار به سمت تکیه‌گاه‌ها موجود باشد.

### ۱۲-۱۴-۲ حالت حدی نهایی مقاومت در برش

**۱۲-۱۴-۲-۱** در تیر تیغه‌ها کنترل حالت حدی نهایی مقاومت در برش باید براساس روابط ۱۲-۱ و ۱۲-۲ صورت گیرد. در این روابط نیروی برشی مقاوم نهایی بتن، $V_c$ ، و نیروی برشی مقاوم نهایی آرماتورها ،$V_s$ ، طبق بندهای ۱۲-۱۴-۲-۴ و ۱۲-۱۴-۲-۵ تعیین می‌گردند.

**۱۲-۱۴-۲-۲** در تیرتیغه‌ها کنترل حالت حدی نهایی مقاومت تنها در مقطع بحرانی عضو، مطابق تعریف بند ۱۲-۱۴-۲-۳ صورت می‌گیرد و آرماتور برشی مورد نیازدر این مقطع در سراسر طول دهانه تیر تیغه ادامه داده می‌شود.

**۱۲-۱۴-۲-۳** مقطع بحرانی در تیر تیغه‌ها مقطعی است که فاصله آن از بر داخلی تکیه‌گاه در تیرهای زیر اثر بار یکنواخت برابر با $0.15\,\ell_n$ و در تیرهای زیر بارمتمرکز برابر با $0.5\,a$ باشد. این فاصله در هیچ حالت نباید بیشتر از d در نظر گرفته شود.

**۱۲-۱۴-۲-۴** نیروی برشی مقاوم نهایی بتن، $V_c$ ، را می‌توان از رابطه:

$$V_c = v_c\, b_w\, d \qquad (۱۲-۲۳)$$

و یا با جزییات بیشتر از رابطه :

$$V_c = (3.5 - 2.5\ \frac{M_u}{V_u d})(0.95 v_c + 12\rho_w\ \frac{V_u d}{M_u})\, b_w d \qquad (۱۲-۲۴)$$

محاسبه نمود. در رابطه ۱۲-۲۴ مقدار عبارت $(3.5 - 2.5\ \frac{M_u}{V_u d})$ نباید بیشتر از ۲/۵ و مقدار $V_c$ نباید بیشتر از $3\ v_c\, b_w\, d$ در نظر گرفته شود. $M_u$ لنگر خمشی نهایی است که بطورهمزمان با نیروی برشی نهایی $V_u$ در مقطع بحرانی طبق تعریف بند ۱۲-۱۴-۲-۳ اثرمی کند.

**۱۲-۱۴-۲-۵** نیروی برشی مقاوم نهایی آرماتورها ،$V_s$ ، با استفاده از رابطه زیرمحاسبه می‌شود:

$$V_s = \left[\frac{A_v}{12s}(1 + \frac{\ell_n}{d}) + \frac{A_{vh}}{12s_2}(11 - \frac{\ell_n}{d})\right]\phi_s\, f_y\, d \qquad (۱۲-۲۵)$$

در این رابطه $A_v$ سطح مقطع آرماتور برشی عمود بر آرماتور خمشی طولی در طول فاصله s و $A_{vh}$ سطح مقطع آرماتور برشی موازی بـا آرمـاتور خمشـی طولـی در طـول فاصلـه $s_2$ است.

**۱۲-۱۴-۲-۶** مقاومت برشی نهایی مقطع، $V_r$ ، نباید بیشتر از مقادیر زیر اختیار شود:

الف - در صورتی که $\frac{\ell_n}{d}$ کمتر از ۲ باشد:

$$V_r \le 4\, v_c\, b_w\, d \qquad (۲۶-۱۲)$$

ب - در صورتی که $\frac{\ell_n}{d}$ بین ۲ و ۵ باشد:

$$V_r \le \frac{1}{3} v_c\, (10 + \frac{\ell_n}{d})\, b_w\, d \qquad (۲۷-۱۲)$$

### ۱۲-۱۴-۳ محدودیتهای آرماتورهای برشی

**۱۲-۱۴-۳-۱** سطح مقطع آرماتور برشـی $A_v$ نبـاید کمـتر از $0.0015 b_w s$ اختیـار شـود. فاصله میلگردهای این آرماتور نیز نباید از مقادیر $\frac{d}{5}$ و ۳۵۰ میلیمتر تجاوز کند.

**۱۲-۱۴-۳-۲** سطح مقطع آرماتور برشی $A_{vh}$ نباید کمـتر از $0.0025 b_w s_2$ اختیـار شـود. فاصله میلگردهای این آرماتور نیز نباید از مقادیر $\frac{d}{3}$ و ۳۵۰ میلیمتر تجاوز کند.

## ۱۲-۱۵ ضوابط ویژه برای دستکها و شانه‌ها

### ۱۲-۱۵-۱ گستره

ضوابط این قسمت باید در مورد دستکها و شانه‌هایی که دارای شرایط زیـر باشـند رعـایت شوند:

الف - نسبت دهانه برش به ارتفاع مؤثر مقطع در بر تکیه‌گاه، $\frac{a}{d}$، بیشتر از یک نباشد.

ب - نیروی کششی نهایی مؤثر به آنها، $N_u$، بزرگتر از نیروی برشی نهایی مؤثر بر آنها، $V_u$، نباشد.

پ - ارتفاع مؤثر مقطع در لبه خارجی سطح اتکا کمتر از 0.5d نباشد.

### ۱۲-۱۵-۲ حالت حدی نهایی مقاومت در برش، خمش و کشش

**۱۲-۱۵-۲-۱** در دستکها و شانه‌ها کنترل حالات حدی نهایی مقاومت در برش،خمش و نیروی محوری کششی باید بر اساس روابط ۱۲-۱ و ۱۱-۱ و ۱۱-۲ صورت گیرد.

در این روابط $V_u$ و $M_u$ و $N_u$ بترتیب نیروی برشی نهایی، لنگر خمشی نهایی و نیروی محوری کششی نهایی است که همزمان در مقطع تکیه‌گاه اثر می‌کنند و $V_r$ و $M_r$ و $N_r$ بترتیب مقاومت نهایی مقطع در برش، خمش و نیروی محوری کششی هستند. این مقاومت‌ها باید براساس ضوابط بندهای ۱۲-۱۵-۲-۴ تا ۱۲-۱۵-۲-۶ محاسبه شوند.

**۱۲-۱۵-۲-۲** نیروهای $V_u$ و $N_u$ از طراحی سازه تحت اثر بارهای نهایی به دست می‌آیند. مقدار $N_u$ که در طراحی مورد استفاده قرار می‌گیرد نباید کمتر از مقدار $0.2V_u$ اختیار شود مگر آنکه برای جلوگیری از ایجاد نیروی کششی تدابیر خاصی در نظر گرفته شده باشد. نیروی کششی $N_u$ همواره باید جزء بارهای زنده به حساب آورده شود.

**۱۲-۱۵-۲-۳** لنگر خمشی نهایی $M_u$ با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌شود :

$$M_u = V_u a + N_u (h - d) \qquad (۱۲-۲۸)$$

در این رابطه a فاصله مرکز اثر نیرو از بر تکیه‌گاه و h و d بترتیب ارتفاع کل و ارتفاع مؤثر مقطع در بر تکیه‌گاه‌اند.

۱۲-۱۵-۲-۴ مقاومت برشی نهایی مقطع، $V_r$ ، با فرض عملکرد مقطع بصورت برش اصطکاکی مطابق ضوابط قسمت ۱۲-۱۳ محاسبه می‌شود. آرماتور برش اصطکاکی در این محاسبات $A_{vf}$ نامیده می‌شود. مقاومت برشی $V_r$ نباید از دو مقدار $0.25\phi_c f_c b_w d$ و $6.5\phi_c b_w d$ بزرگتر اختیار شود.

۱۲-۱۵-۲-۵ مقاومت خمشی نهایی مقطع، $M_r$ ، مطابق ضوابط فصل یازدهم محاسبه می‌شود. آرماتور کششی تأمین کننده مقاومت $M_r$ ، $A_f$ نامیده می‌شود.

۱۲-۱۵-۲-۶ مقاومت کششی نهایی مقطع، $N_r$ ، با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$N_r = \phi_s A_n f_y \qquad (۲۹-۱۲)$$

در این رابطه $A_n$ آرماتور کششی تأمین کننده مقاومت $N_r$ است.

### ۱۲-۱۵-۳ ضوابط کلی طراحی

۱۲-۱۵-۳-۱ سطح مقطع آرماتور کششی اصلی، $A_s$ ، نباید کمتر از دو مقدار $(A_f + A_n)$ و $(\frac{2}{3} A_f + A_n)$ اختیار شود.

۱۲-۱۵-۳-۲ خاموتهای بسته موازی با $A_s$ به سطح مقطع کل $A_h$ مساوی $0.5(A_s - A_n)$ یا بزرگتر از آن باید در داخل محدوده دو سوم ارتفاع مؤثر مقطع در مجاور $A_s$ توزیع شوند.

۱۲-۱۵-۳-۳ نسبت آرماتور کششی $\rho = \frac{A_s}{bd}$ نباید کمتر از $0.4 \frac{f_c}{f_y}$ باشد.

۱۲-۱۵-۳-۴ آرماتور اصلی کششی باید در وجه جلوی دستک یا شانه بـه یکـی ازطـرق زیر مهار شود:

الف - بوسیله جوش دادن به یک میلگرد عرضی با قطری حداقل مساوی با قطرمیلگردهای کششی اصلی، مقاومت جوش باید بحدی باشد که بتواند نیروی $A_s f_y$ رامنتقل نماید.

ب - بوسیله خم کردن میلگرد کششی اصلی $A_s$ به عقب بطوریکه یک حلقه افقی تشـکیل شود.

پ - روش‌های دیگر.

۱۲-۱۵-۳-۵ سطح اتکای بار روی دستک یا شانه نباید از قسـمت مسـتقیم میلگردهـای کششی اصلی، $A_s$، فراتر رود. این سطح همچنین نباید از وجه داخلـی میلگردهـای مهـاری عرضی، در صورت استفاده از آنها، جلوتر رود.

## ❐ ۱۲-۱۶ ضوابط ویژه برای دیوارها

### ۱۲-۱۶-۱ گستره

۱۲-۱۶-۱-۱ ضوابط این قسمت باید در طراحی دیوارهایی که تحت اثـر نـیروی برشـی افقی در امتداد صفحه دیوار قرار دارند، رعایت شوند.

۱۲-۱۶-۱-۲ دیوارهایی که تحت اثر نیروی برشی افقی در امتداد عمود بر صفحه دیـوار قرار دارند، باید بر اساس ضوابط مربوط به دالها در قسمت ۱۲-۱۷ طراحی شوند.

### ۱۲-۱۶-۲ حالت حدی نهایی مقاومت در برش

**۱۲-۱۶-۲-۱** در مقاطع افقی دیوارها کنترل حالت حدی نهایی مقاومت در برش باید بر مبنای روابط ۱۲-۱ و ۱۲-۲ صورت گیرد. در این روابط مقادیر نیروی برشی مقاوم نهایی بتن، $V_c$ ، و نیروی برشی مقاوم نهایی آرماتورها، $V_s$ ، بر اساس بندهای ۱۲-۱۶-۲-۱ تا ۱۲-۱۶-۲-۵ محاسبه می‌شوند.

**۱۲-۱۶-۲-۲** نیروی برشی مقاوم نهایی بتن، $V_c$ ، را در حالتی که دیوار تحت اثر برش یا تحت اثر توأم برش و فشار قرار دارد می‌توان از رابطه ۱۲-۳ و در حالتی که دیوارتحت اثر برش و کشش قرار دارد می‌توان از رابطه ۱۲-۹ محاسبه نمود. این نیروی مقاوم را نیز میتوان با جزییات بیشتر مطابق بند ۱۲-۱۶-۲-۳ محاسبه کرد. ارتفاع مؤثر مقطع دیوار، d ، در تمامی این روابط طبق بند ۱۲-۱۶-۳-۲ تعیین می‌شود.

**۱۲-۱۶-۲-۳** در مواردی که محاسبه نیروی برشی مقاوم نهایی بتن، $V_c$ ، با جزییات بیشتر مورد نظر می‌باشد، آنرا می‌توان با کمترین مقدار به دست آمده از دو رابطه زیردر نظر گرفت:

$$V_c = 1.65\, v_c\, hd + \frac{N_u d}{5\ell_w} \qquad (۱۲-۳۰)$$

$$V_c = \left[ 0.3\, v_c + \frac{\ell_w \left(0.6\, v_c + 0.15 \frac{N_u}{\ell_w h}\right)}{\left(\frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_w}{2}\right)} \right] hd \qquad (۱۲-۳۱)$$

در این روابط مقدار $N_u$ برای فشار مثبت و برای کشش منفی است. در صورتی که مقدار $\left(\frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_w}{2}\right)$ منفی باشد رابطه ۱۲-۳۱ به کار برده نمی‌شود.

۱۲-۱۶-۲-۴ نیروی برشی مقاوم نهایی $V_c$ برای همه مقاطعی که در فاصله‌ای کمتر از کوچکترین دو مقدار $\frac{\ell_w}{2}$ و $\frac{h_w}{2}$ از پایه دیوار قرار دارند برابر با مقاومت برشی مقطع در کوچکترین این دو مقدار در نظر گرفته می‌شود.

۱۲-۱۶-۲-۵ نیروی برشی مقاوم نهایی آرماتورها، $V_s$ ، از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$V_s = \phi_s A_v f_y \frac{d}{s_2} \qquad (۳۲-۱۲)$$

در این رابطه $A_v$ سطح مقطع آماتور برشی در امتداد برش و در طول فاصله $s_2$ است. پارامتر d مطابق بند ۱۲-۱۶-۳-۲ تعیین می‌شود. برای تأمین برش مقاوم $V_s$ علاوه بر آرماتورهای برشی افقی $A_v$ ، آرماتورهای برشی قائم نیز باید در دیوار پیش بینی شود. مقدار این آرماتورها طبق بند ۱۲-۱۶-۴-۲ تعیین می‌شود.

۱۲-۱۶-۲-۶ مقاومت برشی نهایی مقطع، $V_r$ ، در هیچ حالت نمی‌تواند بیشتر از $5\ V_c\ h\ d$ اختیار شود.

## ۱۲-۱۶-۳ ضوابط کلی طراحی

۱۲-۱۶-۳-۱ در دیوارها چنانچه نیروی برشی نهایی $V_u$ بیشتر از $0.5\ V_c$ باشد طراحی برای برش لازم است. مقادیر آرماتور برشی مورد نیاز بر اساس ضوابط بند ۱۲-۱۶-۲ محاسبه می‌گردند. در مورد این آرماتور محدودیتهای بند ۱۲-۱۶-۴ باید رعایت شوند. چنانچه $V_u$ کمتر از $0.5V_c$ باشد، آرماتورگذاری در دیوار مطابق بند ۱۲-۱۶-۴ یا ضوابط طراحی دیوارهای باربر در فصل شانزدهم انجام می‌شود.

**۱۲-۱۶-۳-۲** در طراحی دیوارها برای برش، ارتفاع مؤثر مقطع، d ، باید برابر با $0.8\,\ell_w$ در نظر گرفته شود. برای d می‌توان مقدار بزرگتری برابر با فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز نیروهای کششی میلگردهای تحت کشش در نظر گرفت مشروط بر آنکه نیروهای کششی مورد نظر با توجه به سازگاری تغییر شکلهای نسبی در مقطع به دست آمده باشند.

**۱۲-۱۶-۳-۳** در محل درزهای اجرایی دیوارها، مقاومت برشی مقطع $V_r$ باید براساس عملکرد برش اصطکاکی طبق قسمت ۱۲-۱۳ تعیین گردد.

### ۱۲-۱۶-۴ محدودیتهای آرماتورها

**۱۲-۱۶-۴-۱** نسبت سطح مقطع آرماتور برشی در امتداد برش به سطح مقطع کل بتن عمود بر آن امتداد، $\rho_h$ ، نباید کمتر از ۰/۰۰۲۵ منظور شود. فاصله میلگردهای این آرماتور از هم، $s_2$ ، نباید بیشتر از $3\,h$ ، $\frac{\ell_w}{5}$ و یا ۳۵۰ میلیمتر در نظر گرفته شود.

**۱۲-۱۶-۴-۲** نسبت سطح مقطع آرماتور برشی در امتداد عمود بر برش به سطح مقطع کل بتن در امتداد برش، $\rho_n$ ، نباید کمتر از ۰/۰۰۲۵ و یا کمتر از مقدار زیر منظور شود:

$$\rho_n = 0.0025 + 0.5\,(2.5 - \frac{h_w}{\ell_w})\,(\rho_h - 0.0025) \qquad (۱۲-۳۳)$$

لازم نیست مقدار $\rho_n$ بیشتر از $\rho_h$ در نظر گرفته شود. فاصله میلگردهای این آرماتوراز هم، $s_1$ نباید بیشتر از $3\,h$ ، $\frac{\ell_w}{3}$ و یا ۳۵۰ میلیمتر در نظر گرفته شود.

## ۱۲-۱۷ ضوابط ویژه برای دالها و شالوده‌ها

### ۱۲-۱۷-۱ گستره

۱۲-۱۷-۱-۱ ضوابط این قسمت باید برای کنترل برش در دالها و شالوده‌هایی مانند دال تخت روی ستون و شالوده زیر اثر بار ستون که تحت اثر بار متمرکز قرارمی گیرند و یا بارهای خود را به تکیه‌گاه‌هایی با سطح محدود منتقل می‌کنند، رعایت شوند.

۱۲-۱۷-۱-۲ دالهایی که زیر اثر بار گسترده قرار دارند و بارهای خود را به تیرها ویا دیوارها منتقل می‌کنند رفتاری مشابه تیرها دارند و مشمول ضوابط مربوط به اعضای تحت اثر برش و خمش می‌شوند. کنترل برش در این دالها بر طبق ضوابط قسمت‌های ۱۲-۲ تا ۱۲-۶ بعمل می‌آید.

۱۲-۱۷-۱-۳ در دالهایی که تحت اثر بارهای قائم یا بارهای جانبی ناشی از باد یازلزله مستقیماً لنگرهای خمشی را به ستونها منتقل می‌کنند، قسمتی از این لنگر راتوسط برش ایجاد شده در مقاطع دال در اطراف ستونها منتقل می‌نمایند. نیروی برشی ایجاد شده به این صورت، باید در محاسبات برش منظور گردد. ضوابط مربوط به محاسبه این برش در بند ۱۲-۱۷-۵ داده شده است.

### ۱۲-۱۷-۲ حالت حدی نهایی مقاومت در برش

۱۲-۱۷-۲-۱ مقاومت برشی دالها و شالوده‌ها در حوالی بارهای متمرکز وتکیه‌گاه‌های با سطح محدود باید برای دو نوع عملکرد به شرح زیر کنترل شود:

الف - عملکرد یک طرفه به صورت تیر: در این حالت دال یا شالوده باید نیروی برشی را مانند یک تیر در تمام عرض خود تحمل کند. مقطع بحرانی که مقاومت دال یا شالوده باید در آن کنترل شود بصورت صفحه‌ای عمود بر دال و با فاصله d از لبه سطح اثر بار متمرکز یا از وجه کتیبه یا هر تغییر دیگر در ضخامت دال یا تکیه‌گاه، درتمام عرض دال در نظر گرفته می‌شود.

ب - عملکرد دو طرفه: در این حالت دال یا شالوده باید نیروی برشی را در دو جهت ولی در ناحیه‌ای محدود در اطراف بار متمرکز یا تکیه‌گاه تحمل کند. مقطع بحرانی در این حالت سطح جانبی منشوری است که وجوه آن عمود بر سطح دال بوده و از لبه‌ها و گوشه‌های سطح اثر بار متمرکز یا تکیه‌گاه و یا مقاطعی از دال که ضخامت دال در آنجا تغییر می‌کند دارای فاصله‌ای حداقل برابر با $\frac{d}{2}$ باشند. مقطع بحرانی باید چنان در نظر گرفته شود که محیط چند ضلعی قاعده منشور در آن حداقل باشد. مقدار این محیط $b_0$ نامیده می‌شود. برای ستونها ، بارهای متمرکز و سطوح تکیه‌گاهی دارای مقطع مربع یا مستطیل مقاطع بحرانی می‌توانند دارای چهارضلع مستقیم باشند.

**۱۲-۱۷-۲-۲** در دالها و شالوده‌ها کنترل برش در حالت حدی نهایی مقاومت برای عملکرد یکطرفه مشابه تیرها است و بر اساس ضوابط قسمت‌های ۱۲-۲ تا ۱۲-۶ انجام می‌گیرد.

**۱۲-۱۷-۲-۳** در دالها و شالوده‌ها کنترل برش در حالت حدی نهایی مقاومت برای عملکرد دو طرفه باید بر اساس روابط ۱۲-۱ و ۱۲-۲ صورت گیرد. برای تعیین مقادیر $V_r$ یا $V_c$ و $V_s$ در این روابط، برای حالات مختلف باید ضوابط بندهای ۱۲-۱۷-۲-۴ تا ۱۲-۱۷-۲-۶ رعایت شوند.

**۱۲-۱۷-۲-۴** در دالها و شالوده‌هایی که در آنها از آرماتور برشی یا کلاهک برشی استفاده نمی‌شود، نیروی برشی مقاوم نهایی بتن، $V_c$ ، برابر با کمترین مقادیر به دست آمده از سه رابطه زیر در نظر گرفته می‌شود:

$$V_c = (1 + \frac{2}{\beta_c})\, v_c\, b_0\, d \qquad (۱۲-۳۴)$$

$$V_c = (\frac{\alpha_S d}{b_0} + 1)\, v_c\, b_0\, d \qquad (۱۲-۳۵)$$

$$V_c = 2\, v_c\, b_0\, d \qquad (۱۲-۳۶)$$

در این روابط $\beta_c$ نسبت طول به عرض سطح اثر بار متمرکز یا سطح تکیه‌گاه است. $\alpha_s$ عددی است که برای ستونهای میانی برابر با ۲۰ ، برای ستونهای کناری ۱۵ و برای ستونهای گوشه ۱۰ در نظر گرفته می‌شود.

**۱۲-۱۷-۲-۵** در دالها و شالوده‌هایی که در آن‌ها از آرماتور برشی بصورت میلگرد یا شبکه جوشی برای تأمین مقاومت برشی استفاده می‌شود، نیروهای برشی مقاوم نهایی $V_c$ و $V_s$ بر اساس ضوابط زیر تعیین می‌شوند:

الف - نیروی برشی مقاوم نهایی بتن، $V_c$ ، از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$V_c = v_c\, b_0\, d \qquad (۱۲-۳۷)$$

ب - نیروی برشی مقاوم نهایی آرماتورها، $V_s$ ، با استفاده از ضوابط قسمت ۱۲-۴ محاسبه می‌شود.

پ - در این حالت مقاومت برشی نهایی مقطع، $V_r$ ، نباید بیشتر از $3v_c b_0 d$ در نظر گرفته شود.

۱۲-۱۷-۲-۶ در دالهایی که در آنها از کلاهک برشی بصورت پروفیل‌های فولادی به شکل I یا ناودانی و یا مشابه آنها برای تأمین مقاومت برشی استفاده می‌شود، مقاومت برشی نهایی مقطع، $V_r$ ، با شرط رعایت محدودیتهای بند ۱۲-۱۷-۳ طبق ضوابط زیر تعیین می‌شود:

الف - در حالتی که دال تنها برش ناشی از بارهای قائم را به ستون منتقل می‌کند، $V_r$ ، مساوی کمترین دو مقدار زیر در نظر گرفته می‌شود:

$$V_r = 3.5\ v_c\ b_0\ d \qquad (۳۸-۱۲)$$

$$V_r = 2\ v_c\ b_{0m}\ d \qquad (۳۹-۱۲)$$

در این روابط $b_0$ محیط چند ضلعی مقطع بحرانی طبق تعریف بند ۱۲-۱۷-۲-۱ ب و $b_{0m}$ محیط چندضلعی مقطع بحرانی خاص طبق تعریف بند ۱۲-۱۷-۲-۷ است.

ب - در حالتی که دال علاوه بر برش ناشی از بارهای قائم باید لنگر خمشی به ستون منتقل نماید، $V_r$ باید چنان باشد که ضوابط بند ۱۲-۱۷-۵-۳ - ب تأمین شود.

۱۲-۱۷-۲-۷ مقطع بحرانی خاص که در دالهای با کلاهک برشی برای کنترل مقاومت برشی نهایی مقطع باید مورد استفاده قرار گیرد سطح جانبی منشوری است که وجوه آن عمود بر دال و در فاصله $0.75\ (\ell_v - 0.5\ c_1)$ از بر ستون قرار دارند.مقطع بحرانی خاص باید چنان در نظر گرفته شود که محیط چند ضلعی قاعده منشور در آن حداقل باشد. لزومی ندارد فاصله وجوه منشور از بر ستون کمتر از $\frac{d}{2}$ در نظر گرفته شود. مقدار محیط این چندضلعی $b_{0m}$ نامیده می‌شود.

### ۱۲-۱۷-۳ ضوابط و محدودیتهای کلاهکهای برشی

**۱۲-۱۷-۳-۱** هر کلاهک برشی باید از قطعات فولادی به شکل I یا ناودانی و یا شکل مشابه که با جوش نفوذی کامل بهم متصل شده باشند تشکیل شود. بازوهای کلاهک باید یکسان و نسبت بهم متعامد باشند. بازوها نباید در مقطع ستون قطع شوند.

**۱۲-۱۷-۳-۲** لنگر خمشی مقاوم هر بازوی کلاهک برشی در حد پلاستیک نباید کمتر از مقدار زیر باشد:

$$M_p = \frac{V_u}{2\,\eta}\left[h_v + \alpha_v(\ell_v - 0.5\,c_1)\right] \qquad (۴۰-۱۲)$$

در این رابطه $\eta$ تعداد بازوها و $\ell_v$ حداقل طول بازوی کلاهک است که بر اساس ملاحظات بند ۱۲-۱۷-۲-۶ مورد نیاز می‌باشد.

**۱۲-۱۷-۳-۳** انتهای هر بازوی کلاهک را می‌توان با زاویه‌ای بیشتر از ۳۰ درجه نسبت به افق برید به شرطی که لنگر خمشی پلاستیک مقطع باریک شده باقیمانده برای تحمل نیروی برشی تخصیص داده شده برای آن بازو کافی باشد.

**۱۲-۱۷-۳-۴** مقطع کلاهک برشی باید با توجه به ضوابط زیر انتخاب شود:

الف - ارتفاع مقطع کلاهک نباید بیشتر از ۷۰ برابر ضخامت جان آن باشد.

ب - کلیه بال‌های فشاری مقطع کلاهک باید در داخل محدوده‌ای به فاصله 0.3 d از دورترین تار فشاری دال قرار داده شود.

پ - نسبت سختی خمشی هر بازوی کلاهک به سختی خمشی مقطع ترک خورده دال مرکب یا پهنای $(c_2+d)$ ، $\alpha_v$ ، باید کمتر از ۰/۱۵ باشد.

**۱۲-۱۷-۳-۵** مقاومت خمشی بازوهای کلاهک را می‌توان در کمک به لنگر خمشی مقاوم دال در نوار ستونی دخالت داد. مقدار کمک هر بازو از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$M_v = \frac{\alpha_v V_u}{2\eta}(\ell_v - 0.5\, c_1) \qquad (۴۱-۱۲)$$

در این رابطه $\ell_v$ طول واقعی بازو است که به کار گرفته شده است. مقدار $M_v$ نباید بیشتراز مقادیر زیر در نظر گرفته شود:

الف - ۳۰ درصد کل لنگر خمشی نهایی موجود در نوار ستونی دال

ب - مقدار تغییر لنگر خمشی موجود در نوار ستونی دال در طول $\ell_v$

پ - مقدار لنگر خمشی مقاوم پلاستیک کلاهک، $M_p$

**۱۲-۱۷-۳-۶** در مواردی که دال باید لنگر خمشی به ستون منتقل نماید، کلاهک باید بقدر کافی مهار شده باشد که بتواند لنگر خمشی $M_p$ را منتقل نماید.

## ۱۲-۱۷-۴ بازشوها در دالها

**۱۲-۱۷-۴-۱** در مواردی که در یک دال بازشویی در فاصله کمتر از ده برابرضخامت دال از سطح اثر بار متمرکز یا سطح تکیه‌گاه محدود واقع شود و یا درمواردی که بازشویی در نوار ستونی دال تختی، مطابق تعریف بند ۱۵-۴-۵ ، واقع شود، مقاطع بحرانی که برای کنترل برش در بندهای ۱۲-۱۷-۲-۱- ب و ۱۲-۱۷-۲-۷ تعریف شده‌اند، مطابق بندهای ۱۲-۱۷-۴-۲ و ۱۲-۱۷-۴-۳ اصلاح می‌شوند.

**۱۲-۱۷-۴-۲** برای دالهای بدون کلاهک برشی، قسمتی از محیط مقطع بحرانی که بوسیله خطوط مماس بر محدوده بازشو رسم شده از مرکز سطح اثر بار متمرکز یا مرکز تکیه‌گاه، قطع می‌شود بی اثر فرض می‌گردد.

**۱۲-۱۷-۴-۳** برای دالهای با کلاهک برشی، قسمتی از محیط مقطع بحرانی که طبق بند ۱۲-۱۷-۴-۲ بی اثر فرض می‌شود، نصف می‌گردد.

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

**۱۲-۱۷-۵-۱** در مواردی که لنگر خمشی متعادل نشده‌ای، $M_u$ ، ناشی از بارهای قائم، بادیا زلزله باید بین دال و ستون منتقل شود، قسمتی از آن، $M_{uf}$ ، با عملکرد خمشی براساس ضوابط‌بند ۱۵-۴-۳ و بقیه آن، $M_{uv}$ ، با اثر نیروی‌برشی‌خارج‌ازمرکزی‌که‌در اطراف ستون در دال ایجاد می‌شود، منتقل می‌گردد. مقدار $M_{uv}$ از رابطه زیرمحاسبه می‌شود:

$$M_{uv} = (1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3}\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}})M_u \qquad (۴۲-۱۲)$$

**۱۲-۱۷-۵-۲** برای تعیین تنش برشی ناشی از لنگر خمشی $M_{uv}$ فرض می‌شود حداکثر این تنش در مقطع بحرانی طبق تعریف بند ۱۲-۱۷-۲-۱- ب، ایجاد می‌شود و مقدار تنش در هر تار از این مقطع متناسب با فاصله آن تار از مرکز سطح مقطع است.

**۱۲-۱۷-۵-۳** در مواردی که دال علاوه بر نیروی برشی $V_u$ تحت اثر برش ناشی ازانتقال لنگر خمشی قرار می‌گیرد، مقاومت برشی دال باید برای مقابله با این دو اثرکافی باشد. برای کنترل مقاومت برشی دال در حالت حدی نهایی باید ضوابط زیر رعایت شوند:

الف - در دالهای بدون کلاهک برشی، مجموع تنش برشی ناشی از بارهای قائم درمقطع بحرانی طبق تعریف بند ۱۲-۱۷-۲-۱- ب، و حداکثر تنش برشی محاسبه شده در بند ۱۲-۱۷-۵-۲ باید کمتر از مقدار $\frac{V_r}{b_0 d}$ باشد. در این عبارت $V_r$ نیروی برشی نهایی مقاوم مقطع بحرانی است.

ب - در دالهای با کلاهک برشی، مجموع تنش برشی ناشی از بارهای قائم در مقطع بحرانی خاص، طبق تعریف بند ۱۲-۱۷-۲-۷ و حداکثر تنش برشی محاسبه شده در بند ۱۲-۱۷-۵-۲ باید کمتر از $2v_c$ باشد.

## ۱۲-۱۸ ضوابط ویژه برای اتصالات قابها

**۱۲-۱۸-۱** در مواردی که بارهای قائم، باد، زلزله و یا سایر بارهای جانبی موجب انتقال لنگر خمشی در اتصالات اعضای قاب به ستونها می‌شوند، ستونها و اتصالات آنها به اعضای قاب باید برای برش حاصل از این لنگر خمشی طراحی شوند.

**۱۲-۱۸-۲** در محل اتصالات گیردار اعضای قاب به ستونها باید آرماتور برشی معادل حداقل آنچه در رابطه ۱۲-۱۳ داده شده است در ستون قرار داده شود. این آرماتورها باید در ناحیه‌ای به طول حداقل برابر با ارتفاع بلندترین عضوی که به اتصال می‌رسد ادامه داشته باشند.

**۱۲-۱۸-۳** در مواردی که اتصال در ستون از چهار سمت با اعضای قاب با ارتفاع تقریباً یکسان محصور شده باشد، رعایت ضابطه ۱۲-۱۸-۲ الزامی نیست.

**۱۲-۱۸-۴** در اتصالات قاب‌هایی که جزء عناصر مقاوم در مقابل بارهای جانبی زلزله می‌باشند، ضوابط خاص باید رعایت شوند. این ضوابط در فصل بیستم داده شده‌اند.

# فصل سیزدهم

# آثار لاغری - کمانش

## ۱۳-۰ علائم اختصاری

$A_g$ = مساحت کل مقطع، میلیمتر مربع

$C_m$ = ضریبی که نمودار واقعی لنگر را به نموداری معادل با لنگر یکنواخت تبدیل می‌کند.

$e$ = برون محوری بار در محاسبه لنگر خمشی قطعه و اثر لاغری، میلیمتر

$e_{min}$ = حداقل برون محوری بار در محاسبه لنگر خمشی قطعه و اثر لاغری، میلیمتر

$e_s$ = برون محوری بار، بر اساس ستون کوتاه، میلیمتر

$EI_e$ = سختی خمشی عضو فشاری، روابط ۱۳-۱۱ تا ۱۳-۱۳

$E_c$ = مدول الاستیسیته بتن، مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)

$E_s$ = مدول الاستیسیته فولاد، مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)

$f_c$ = مقاومت فشاری مشخصه بتن، مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)

$f_y$ = مقاومت مشخصه فولاد ($f_{yk}$) ، مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)، که برای تسهیل کار در این فصل حرف k در زیرنویس حذف شده است.

$h$ = ضخامت کل عضو، میلیمتر

$h_s$ = ارتفاع طبقه، میلیمتر

$H_u$ = بار کل جانبی نهایی وارد بر طبقه، نیوتن

$I_g$ = ممان اینرسی کل مقطع، میلیمتر به توان چهار

$I_{sc}$ = ممان اینرسی آرماتور نسبت به محور مرکزی مقطع عضو، میلیمتر به توان چهار

$k$ = ضریب طول مؤثر، روابط ۱۳-۲ تا ۱۳-۶

$k'$ = ضریب طول مؤثر، رابطه ۱۳-۵

$\ell_u$ = طول آزاد یک قطعه فشاری - طول مهار نشده عضو فشاری، میلیمتر

$M_c$ = لنگر خمشی نهایی تشدید شده، نیوتن - میلیمتر

$M_\ell$ = لنگر خمشی نهایی ستون بلند، نیوتن - میلیمتر

$M_1$ = کوچکترین لنگر خمشی نهایی دو انتهای عضو فشاری. مقدار $M_1$ مثبت است اگر انحنای ستون در یک جهت باشد و منفی است اگر انحنای ستون در دو جهت باشد، نیوتن - میلیمتر

$M_{1b}$ = لنگر خمشی نهایی انتهای عضو فشاری، در انتهایی که $M_1$ بر آن اثر می‌کند، تحت اثر بارهایی که تغییر مکان جانبی قابل ملاحظه‌ای ایجاد نمی‌کنند، نیوتن- میلیمتر

$M_{1s}$ = لنگر خمشی نهایی انتهای عضو فشاری، در انتهایی که $M_1$ بر آن اثر می‌کند، تحت اثر بارهایی که تغییر مکان جانبی قابل ملاحظه‌ای ایجاد می‌کنند، نیوتن - میلیمتر

$M_2$ = بزرگترین لنگر خمشی نهایی دو انتهای عضو فشاری، مقدار $M_2$ همواره مثبت فرض می‌شود، نیوتن - میلیمتر

$M_{2b}$ = لنگر خمشی نهایی انتهای عضو فشاری، در انتهایی که $M_2$ بر آن اثر می‌کند، تحت اثر بارهایی که تغییر مکان جانبی قابل ملاحظه‌ای ایجاد نمی‌کنند، نیوتن - میلیمتر

$M_{2s}$ = لنگر خمشی نهایی انتهای عضو فشاری، در انتهایی که $M_2$ بر آن اثر می‌کند، تحت اثر بارهایی که تغییر مکان جانبی قابل ملاحظه‌ای ایجاد می‌کنند، نیوتن - میلیمتر

$N_c$ = بار بحرانی، نیوتن

$N_\ell$ = مقاومت فشاری ستون در برابر بار با برون محوری، نیوتن

$N_o$ = مقاومت فشاری ستون در برابر بار بدون برون محوری، نیوتن

$N_u$ = بار محوری فشاری نهایی، نیوتن

$Q$ = ضریب پایداری طبقه

$r$ = شعاع ژیراسیون، میلیمتر

$R$ = ضریب تقلیل ظرفیت باربری در قطعات فشاری

$\beta_d$ = الف- برای قابهای مهار شده و کنترل پایداری قابهای مهار نشده، $\beta_d$ نسبت بار محوری مرده نهایی به بار محوری نهایی کل می‌باشد.

ب- برای قابهای مهار نشده، $\beta_d$ نسبت برش نهایی دائمی یک طبقه به برش نهایی کل آن طبقه می‌باشد.

$\delta_b$ = ضریب تشدید متعلق به اثر انحنای قطعه

$\delta_s$ = ضریب تشدید متعلق به اثر تغییر مکان جانبی

$\delta_u$ = تغییر مکان جانبی طبقه نسبت به طبقه زیرین به ازای هر ترکیب بار مشخص

$\phi_n$ = ضریب اصلاحی

$\psi$ = پارامتر نشان‌دهنده شرایط تکیه‌گاه‌های انتهایی عضوفشاری، برابربا نسبت مجموع‌سختی‌ستونهابه‌مجموع‌سختی‌تیرهای‌منتهی‌به یک گره در یک صفحه

$\psi_m$ = متوسط مقدار $\psi$ در دو انتهای عضو فشاری

$\psi_{min}$ = کوچکترین مقدار $\psi$ در دو انتهای عضو فشاری

## ۱۳-۱ گستره

**۱۳-۱-۱** در این فصل آثار ناشی از بار محوری در قطعات میله‌ای لاغر تحت فشار بدون خمش یا همراه با خمش و نحوه منظور کردن آنها در طراحی قطعات مورد بررسی قرار می‌گیرد. این آثار در مجموع آثار لاغری نامیده خواهند شد.

**۱۳-۱-۲** آثار لاغری شامل آثار ناشی از وجود انحنا در قطعه و آثار ناشی از تغییر مکان جانبی نسبی دو انتهای قطعه به شرح زیر است:

الف - آثار ناشی از وجود انحنا در قطعه، لنگرهای خمشی هستند که به علت عدم انطباق مرکز سطح مقطع بر خطی که دو انتهای آن را به هم وصل می‌کند، به وجود می‌آیند.

ب - آثار ناشی از تغییر مکان جانبی، لنگرهای خمشی و تلاشهای دیگری هستند که در مقاطع قطعه به علت برون محوری ناشی از تغییر مکان جانبی یک انتهای قطعه نسبت به انتهای دیگر آن به وجود می‌آیند. تغییر مکان جانبی نسبی دو انتهای قطعه ممکن است به علت بارهای قائم یا بارهای جانبی یا ترکیبی از آنها باشد.

## ۱۳-۲ کلیات

**۱۳-۲-۱** طراحی قطعات فشاری، تیرهای مقید کننده آنها و اعضای دیگر تحمل کننده بار این قطعات باید برای نیروها و لنگرهایی که از تحلیل سازه به دست آمده‌اند، انجام گیرد. در این تحلیل علاوه بر نیروهای وارد بر سازه که در تحلیل معمولی سازه‌ها مورد نظر قرار می‌گیرند، باید آثار لاغری مطابق آنچه در بند ۱۳-۱ گفته شد، آثارتغییرات ممان اینرسی ناشی از ترک‌خوردگی، رفتار غیرخطی مصالح، جمع شدگی و نیز آثار تابع زمان بارهای درازمدت در نظر گرفته شوند.

**۱۳-۲-۲** در صورتی که آثار گفته شده در بند ۱۳-۲-۱ در تحلیل سازه منظورنشده باشند، می‌توان آنها را به طور تقریب با استفاده از روش "تشدید لنگرهای خمشی" طبق بند ۱۳-۸ با رعایت محدودیت بند ۱۳-۷-۳ محاسبه کرد.

**۱۳-۲-۳** در ساختمانهای کوتاه متعارف، تا ۴ طبقه از روی زمین، در صورتی که آثار گفته شده در بند ۱۳-۲-۱ در تحلیل سازه منظور نشده باشند، اثر لاغری رامی توان به طور تقریب با استفاده از "روش تقلیل ظرفیت باربری" طبق بند ۱۳-۹ بارعایت محدودیت بند ۱۳-۷-۳، محاسبه کرد. در این روش آثار ناشی از ترک‌خوردگی و نیز آثار تابع زمان بارهای درازمدت به طور ضمنی در نظر گرفته شده‌اند.

## ❑ ۱۳-۳ طبقات مهار شده جانبی

**۱۳-۳-۱** طبقه مهار شده به طبقه‌ای گفته می‌شود که تغییر مکان جانبی نسبی آن ناچیز باشد. چنانچه ضریب پایداری طبقه، که از رابطه ۱۳-۱ به دست می‌آید کوچکتر از ۰/۰۵ باشد، طبقه مهار شده جانبی تلقی می‌شود. در این حالت تمامی قطعات فشاری واقع در این طبقه اصطلاحاً "مهار شده" نامیده می‌شوند.

$$Q = \frac{\sum N_u \delta_u}{H_u h_s} \qquad (۱-۱۳)$$

در این رابطه $N_u$ بار محوری فشاری نهایی، $H_u$ بار کل جانبی نهایی وارد بر طبقه، $\delta_u$ تغییر مکان جانبی طبقه نسبت به طبقه زیرین متناظر با نیروهای فوق و $h_s$ ارتفاع کل طبقه است.

**۱۳-۳-۲** در ساختمانهای کوتاه متعارف در صورتی که مجموع سختیهای جانبی اعضای مهارکننده طبقه، مانند دیوارهای برشی و بادبندها، مساوی یا بزرگتر از شش برابر مجموع سختیهای جانبی ستونهای طبقه باشد، آن طبقه را می‌توان مهار شده تلقی کرد.

## ❑ ۱۳-۴ طول آزاد قطعات فشاری

**۱۳-۴-۱** طول آزاد قطعه فشاری، $\ell_u$، برابر است با فاصله آزاد بین دال‌های طبقات،تیرها یا سایر قطعاتی که قادر به ایجاد تکیه‌گاه جانبی برای آن قطعه باشند.

**۱۳-۴-۲** در صورتی که ستون دارای کتیبه یا سر ستون باشد، طول آزاد آن تاسطح تحتانی کتیبه یا سر ستون محاسبه می‌شود.

## ❑ ۱۳-۵ طول مؤثر قطعات فشاری

**۱۳-۵-۱** طول مؤثر قطعه فشاری، $k\ell_u$ را می‌توان طبق بندهای ۱۳-۵-۲ تا ۱۳-۵-۴ محاسبه کرد مگر آن که با انجام تحلیل دقیقی که در آن آثار ناشی از ترک‌خوردگی قطعات بر روی سختی جانبی آنها منظور شده باشد، بتوان طول مؤثر دیگری به دست آورد.

**۱۳-۵-۲** ضریب طول مؤثر، k ، در قطعات فشاری مهار شده را می‌توان برابر با یک و یا کوچکترین دو مقدار به دست آمده از روابط ۱۳-۲ و ۱۳-۳ منظور نمود.

$$k = 0.7 + 0.1\,\psi_m \le 1 \qquad (۱۳-۲)$$

$$k = 0.85 + 0.05\,\psi_{min} \le 1 \qquad (۱۳-۳)$$

**۱۳-۵-۳** ضریب طول مؤثر، k ، در قطعات فشاری مهار نشده‌ای که در دو انتها مقیدباشند با استفاده از رابطه ۱۳-۴ یا رابطه ۱۳-۵ به دست می‌آید:

و در مواردی که $\psi_m < 2$ باشد،

$$k = (1 - 0.05\,\psi_m)\sqrt{1+\psi_m} \ge 1 \qquad (۱۳-۴)$$

و در مواردی که $\psi_m \geq 2$ باشد،

$$k = 0.9\sqrt{1+\psi_m} \qquad (۱۳-۵)$$

**۱۳-۵-۴** ضریب طول مؤثر، k، در قطعه فشاری مهار نشده‌ای که یک انتهای آن مفصلی باشد، با استفاده از رابطه ۱۳-۶ به دست می‌آید:

$$k = 2 + 0.3\ \psi \qquad (۱۳-۶)$$

که در آن $\psi$ مربوط به انتهای غیرمفصلی است.

**۱۳-۵-۵** در محاسبه ممانهای اینرسی برای تعیین $\psi$، روابط ۱۳-۲ تا ۱۳-۶، باید از ضوابط بند ۱۳-۸-۱ استفاده نمود.

## ❑ ۱۳-۶ شعاع ژیراسیون

**۱۳-۶-۱** شعاع ژیراسیون r را می‌توان به شرح زیر محاسبه کرد :

الف - در مقاطع مستطیلی: ۰/۳ برابر بعد کلی مقطع در امتدادی که اثر لاغری مورد بررسی است.

ب - در مقاطع گرد: ۰/۲۵ برابر قطر.

پ - در سایر مقاطع شعاع ژیراسیون در امتداد مورد نظر با استفاده از رابطه ۱۳-۷ محاسبه می‌شود.

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} \qquad (۱۳-۷)$$

## ۱۳-۷ ضوابط اثر لاغری

۱۳-۷-۱ در قطعات فشاری مهار شده در صورتی که $k\frac{\ell_u}{r} \leq 34 - 12\frac{M_1}{M_2}$ باشد، می‌توان از اثر لاغری صرفنظر کرد. مقدار $\frac{M_1}{M_2}$ نباید کوچکتر از ۰/۵- گرفته شود.

۱۳-۷-۲ در قطعات فشاری مهار نشده در صورتی که $k\frac{\ell_u}{r} \leq 22$ باشد، می‌توان از اثر لاغری صرفنظر کرد.

۱۳-۷-۳ در قطعات فشاری با $k\frac{\ell_u}{r} > 100$ اثر لاغری باید بر اساس تحلیل دقیق، مطابق بند ۱۳-۲-۱ ، بررسی شود.

۱۳-۷-۴ استفاده از قطعات فشاری با $k\frac{\ell_u}{r} > 200$ مجاز نیست.

## ۱۳-۸ روش تشدید لنگرهای خمشی

۱۳-۸-۱ در این روش لنگرهای خمشی نهایی به دست آمده از تحلیل الاستیکی معمولی با توجه به ضوابط بند ۱۳-۸-۲ برای قابهای مهار شده و بند ۱۳-۸-۳ برای قابهای مهار نشده تشدید می‌شوند و همراه با بار محوری نهایی به دست آمده ازتحلیل مزبور مبنای طراحی قطعه فشاری قرار می‌گیرند. در تحلیل الاستیکی خطی باید آثار ترک‌خوردگی اجزای سازه‌ای و آثار بارهای درازمدت بنحوی مناسب منظور گردد. به این منظور استفاده از مقادیر توصیه شده در بند ۱۰-۳-۴-۲ قابل قبول است. در صورت حضور بارهای جانبی درازمدت، مقادیر EI باید به مقدار $(1+\beta_d)$ تقسیم شوند.

### ۱۳-۸-۲ طبقات مهار شده

۱۳-۸-۲-۱ در قطعات فشاری طبقات مهار شده لنگر خمشی تشدید یافته، $M_c$ ، از رابطه ۱۳-۸ ، محاسبه می‌شود.

$$M_c = \delta_b M_2 \qquad (۱۳-۸)$$

ضریب $\delta_b$ از رابطه ۱۳-۹ محاسبه می‌شود :

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{N_u}{\phi_n N_c}} \geq 1 \qquad (۱۳-۹)$$

که در آن $\phi_n = 0.65$ است.

در این رابطه ضریب $C_m$ و بار بحرانی $N_c$ به شرح زیر محاسبه می‌شوند:

ضریب $C_m$ ، در مواردی که در فاصله بین دو انتهای قطعه فشاری بار جانبی وارد نشود از رابطه ۱۳-۱۰ محاسبه می‌گردد:

$$C_m = 0.6 + 0.4(\frac{M_{1b}}{M_{2b}}) \geq 0.4 \qquad (۱۳-۱۰)$$

در سایر موارد $C_m = 1$ است.

در رابطه ۱۳-۱۰ نسبت $\frac{M_{1b}}{M_{2b}}$ مثبت است اگر این دو لنگر موجب انحنای ستون در یک جهت شوند، و منفی است و اگر این دو لنگر موجب انحنای ستون در دو جهت شوند، بار بحرانی $N_c$ از رابطه ۱۳-۱۱ محاسبه می‌شود:

$$N_c = \frac{\pi^2 EI_e}{(k\ell_u)^2} \qquad (۱۳-۱۱)$$

که در آن ،

$$EI_e = \frac{0.2\, E_c I_g + E_s I_{se}}{1 + \beta_d} \qquad (۱۳-۱۲)$$

یا بطور تقریبی

$$EI_c = 0.25\ E_c I_g \qquad (۱۳-۱۳)$$

ضریب k در رابطه ۱۳-۱۱، برای محاسبه $\delta_b$ ، از بند ۱۳-۵-۲ به دست می‌آید.

### ۱۳-۸-۳ طبقات مهار نشده

**۱۳-۸-۳-۱** در قطعات فشاری طبقات مهار نشده، لنگرهای $M_1$ و $M_2$ از روابط ۱۳-۱۴ و ۱۳-۱۵ محاسبه می‌گردند.

$$M_1 = M_{1b} + \delta_s M_{1s} \qquad (۱۳-۱۴)$$

$$M_2 = M_{2b} + \delta_s M_{2s} \qquad (۱۳-۱۵)$$

مقادیر $\delta_s M_{1s}$ و $\delta_s M_{2s}$ را می‌توان با استفاده از یکی از روشهای بندهای۱۳-۸-۳-۲ الی ۱۳-۸-۳-۴ محاسبه نمود.

**۱۳-۸-۳-۲** لنگرهای تشدید یافته $\delta_s M_{1s}$ و $\delta_s M_{2s}$ لنگرهای انتهایی ستون هستند که با استفاده از تحلیل مرتبه دوم، با منظور نمودن مشخصات مصالح و ویژگیهای هندسی مقطع مطابق ضوابط بند ۱۳-۸-۱، محاسبه می‌گردند.

**۱۳-۸-۳-۳** روش دیگر محاسبه لنگرهای تشدید یافته $\delta_s M_{1s}$ و $\delta_s M_{2s}$ استفاده از رابطه ۱۳-۱۶ می‌باشد. استفاده از این روش فقط در حالتی مجاز است که ضریب پایداری طبقه، Q ، از $\frac{1}{3}$ تجاوز ننماید.

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1-Q} \geq M_s \qquad (۱۳-۱۶)$$

**۱۳-۸-۳-۴** روش دیگر محاسبه لنگرهای تشدید یافته $\delta_s M_{1s}$ و $\delta_s M_{2s}$ استفاده از رابطه ۱۳-۱۷ است.

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - \frac{\sum N_u}{\phi_n \sum N_c}} \geq M_s \qquad (۱۳-۱۷)$$

در این رابطه ضریب اصلاحی $\phi_n = 0.65$ است، $\sum N_u$ مجموع بارهای قائم نهایی طبقه، و $\sum N_c$ مجموع بارهای بحرانی ستونهایی از طبقه است که در برابر تغییر مکان جانبی مقاومت می‌کنند. مقدار $N_c$ برای هر عضو فشاری با استفاده از روابط ۱۳-۱۱ تا ۱۳-۱۳ محاسبه می‌گردد. ضریب k در رابطه ۱۳-۱۱ با استفاده از بندهای ۱۳-۵-۳ یا ۱۳-۵-۴ به دست می‌آید.

**۱۳-۸-۳-۵** در صورتی که در یک عضو فشاری رابطه ۱۳-۱۸ برقرار باشد:

$$\frac{\ell_u}{r} > \frac{35}{\sqrt{\frac{N_u}{f'_c A_g}}} \qquad (۱۳-۱۸)$$

آن عضو باید بر مبنای بار محوری نهایی وارده و لنگر خمشی بحرانی $M_c$ هر یک ازدو انتهای عضو فشاری که از رابطه ۱۳-۱۹ محاسبه می‌گردد، طراحی شود.

$$M_c = \delta_b (M_b + \delta_s M_s) \qquad (۱۳-۱۹)$$

**۱۳-۸-۳-۶** مقاومت و پایداری کل سازه تحت تأثیر بارهای ثقلی نهایی باید، با توجه به روش محاسبه $\delta_s M_s$ به یکی از روشهای زیر کنترل شود:

الف - در صورتی که $\delta_s M_s$ از روش بند ۱۳-۸-۳-۲ محاسبه شده باشد، نسبت تغییرمکان جانبی مرتبه دوم به تغییر مکان جانبی اولیه، ناشی از بارهای ثقلی با ضریب و بار جانبی، نباید از ۲/۵ تجاوز کند.

ب - در صورتی که $\delta_s M_s$ از روش بند ۱۳-۸-۳-۳ محاسبه شده باشد، نسبت پایداری طبقه، Q ، که با استفاده از بارهای با ضریب محاسبه شده است، نباید از ۰/۶ تجاوز نماید.

پ - در صورتی که $\delta_s M_s$ از روش بند ۱۳-۸-۳-۴ محاسبه شده باشد، ضریب $\delta_s$ که با استفاده از $\Sigma N_u$ و $\Sigma N_c$ متناظر با بارهای ثقلی نهایی محاسبه گردیده است، باید مثبت باشد و از ۲/۵ تجاوز ننماید.

## ❑ ۱۳-۹ روش تقلیل ظرفیت باربری

**۱۳-۹-۱** در این روش اثر لاغری به صورت کاهش ظرفیت باربری مقاوم قطعه فشاری منظور می‌شود. به این ترتیب که بار محوری و لنگر خمشی مقاوم قطعه لاغر کمتر از مقادیر نظیر برای قطعه غیر لاغر در نظر گرفته می‌شود.

ضریب تقلیل ظرفیت باربری، R، که در این روش به کار برده می‌شود کوچکتر از یک است و در بار محوری و لنگر خمشی مقاوم قطعه ضرب می‌شود و یا بار محوری و لنگرهای خمشی به دست آمده از تحلیل الاستیک معمولی سازه بر آن تقسیم شده و مبنای طراحی قطعه قرار می‌گیرند.

**۱۳-۹-۲** روش تقلیل ظرفیت باربری را نباید برای قطعات فشاری با دو انتهای مفصلی به کار برد.

**۱۳-۹-۳** روش تقلیل ظرفیت باربری را در صورتی می‌توان برای قطعات فشاری مهار شده به کار برد که نسبت $\frac{\ell_u}{r} < 80$ باشد.

**۱۳-۹-۴** روش تقلیل ظرفیت باربری را در صورتی می‌توان برای قطعات فشاری مهار نشده به کار برد که $\frac{\ell_u}{r} < 40$ باشد و مقدار درصد آرماتور منفی در تیرهای متصل به دو انتهای قطعه فشاری کمتر از ۰/۰۱ نباشد.

ضریب طول موثر، $k'$، از رابطه ۱۳-۲۰ محاسبه می‌شود.

$$k' = 0.78 + 0.22\ \psi_m \geq 1 \qquad (۲۰-۱۳)$$

در این رابطه $\psi_m$ میانگین دو مقدار $\psi$ مقدار برای دو انتهای قطعه فشاری است.

**۱۳-۹-۵** ضریب تقلیل باربری در قطعات فشاری مهار شده بترتیب زیر محاسبه می‌شود:

الف - در صورتی که انحنای قطعه فشاری دو جهته باشد:

$$R = 1.32 - 0.006\ \frac{\ell_u}{r} \leq 1 \qquad (۲۱-۱۳)$$

ب - در صورتی که انحنای قطعه فشاری یک جهته باشد:

اگر $\frac{e}{h} \leq 0.1$ باشد،

$$R = 1.23 - 0.008\ \frac{\ell_u}{r} \leq 1 \qquad (۲۲-۱۳)$$

و اگر $\frac{e}{h} > 0.1$ باشد،

$$R = 1.07 - 0.008\ \frac{\ell_u}{r} \leq 1 \qquad (۲۳-۱۳)$$

در روابط فوق e برون محوری بار فشاری در قطعه است.

پ- چنانچه بار محوری در قطعه از مقدار $0.1\ f'_c\ A_g$ کوچکتر باشد، ضریب R را می‌توان بزرگتر از مقادیر حاصل از بندهای (الف) و (ب) در نظر گرفت. در این حالت می‌توان ضریب R را با درونیابی خطی بین $R = 1$ برای حالت بدون بار محوری و R محاسبه شده در بندهای فوق برای بار محوری برابر با $0.1\ f'_c\ A_g$ به دست آورد.

**۱۳-۹-۶** ضریب تقلیل ظرفیت باربری در قطعات فشاری مهار نشده از رابطه ۱۳-۲۴ محاسبه می‌شود:

$$R = 1 - 0.008\ k' \frac{\ell_u}{r} \qquad (۱۳-۲۴)$$

## ❑ ۱۳-۱۰ حداقل برون محوری بار

**۱۳-۱۰-۱** در قطعات فشاری چنانچه بار محوری و لنگر خمشی حاصل از تحلیل الاستیکی معمولی چنان باشد که برون محوری بار در آنها کمتر از مقدار زیر باشد:

$$e_{min} = 15 + 0.03\ h \qquad (۱۳-۲۵)$$

باید $e_{min}$ را به عنوان حداقل برون محوری بار در محاسبات لنگر خمشی قطعه و اثرلاغری منظور کرد. این برون محوری باید برای خمش حول هر دو محور اصلی مقطع، بطور جداگانه، به کار گرفته شود.

**۱۳-۱۰-۲** چنانچه در محاسبه اثر لاغری روش تشدید لنگرهای خمشی مطابق بند ۱۳-۸ به کار گرفته شود، لنگر خمشی محاسبه شده بر اساس $e_{min}$ در قطعات فشاری مهار شده به جای $M_{2b}$ در رابطه ۱۳-۸ و در قطعات فشاری مهار نشده به جای $M_{2s}$ در روابط ۱۳-۱۴ و ۱۳-۱۵ منظور می‌شود. در این حالت نسبت $\frac{M_{1b}}{M_{2b}}$ در رابطه ۱۳-۱۰ با

استفاده از ضوابط زیر محاسبه می‌شود:

الف - چنانچه برون محوری بار در دو انتهای قطعه فشاری برابر صفر نباشد، نسبت $\frac{M_{1b}}{M_{2b}}$ از روی مقادیر واقعی آنها محاسبه می‌شود.

ب - چنانچه برون محوری بار در دو انتهای قطعه فشاری برابر صفر باشد، نسبت $\frac{M_{1b}}{M_{2b}}$ برابر یک اختیار می‌شود.

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

**۱۳-۱۱-۱** اثر لاغری در قطعات فشاری تحت اثر خمش دو محوره برای هر یک ازدو محور اصلی، با توجه به شرایط گیرداری دو انتهای قطعه حول همان محور، به طور جداگانه محاسبه می‌شوند.

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

**۱۳-۱۲-۱** در قابهای مهار نشده، قطعات خمشی متصل به قطعه فشاری بایدبرای مجموع لنگرهای خمشی تشدید شده در هر انتهای قطعه فشاری طراحی شوند.

**۱۳-۱۲-۲** در قابهای مهار نشده، چنانچه اثر لاغری با استفاده از روش تقلیل ظرفیت باربری مطابق بند ۱۳-۹ محاسبه شود، لنگر خمشی که باید در طراحی قطعات خمشی متصل به دو انتهای عضو فشاری منظور شود از رابطه ۱۳-۲۶ محاسبه می‌شود.

$$M_\ell = N_\ell \, e_s \left[ \frac{1 - \frac{N_\ell}{N_o}}{R - \frac{N_\ell}{N_o}} \right] \qquad (۱۳-۲۶)$$

مقدار $N_o$ در رابطه ۱۳-۲۶ از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$N_o = 0.85 \ \phi_c \, f_c \, (A_g - A_{st}) + \phi_s \, f_y \, A_{st} \qquad (۱۳-۲۷)$$

# فصل چهاردهم

# تغییر شکلها و ترک‌خوردگیها

## ۱۴-۰ علائم اختصاری

$A$ = مساحت مؤثر کششی بتن تقسیم بر تعداد میلگردها. سطح مؤثر کششی بتن سطحی است که مرکز آن بر مرکز سطح آرماتورهای کششی منطبق است. درصورتی که قطرهای میلگردها متفاوت باشد، تعداد میلگردها برابر سطح مقطع کل آنها تقسیم بر سطح مقطع بزرگترین آنها در نظر گرفته می‌شود. میلیمتر مربع

$A_{sk}$ = سطح مقطع آرماتورجلدی (به بند ۱۴-۳-۱-۵ مراجعه شود)، میلیمترمربع

$d$ = ارتفاع مؤثر مقطع، میلیمتر

$d_c$ = ضخامت قشر محافظ بتنی که برابر با فاصله دورترین تار کششی تا مرکز نزدیکترین میلگرد به آن در نظر گرفته می‌شود. میلیمتر

$f_c$ = مقاومت فشاری مشخصه بتن، مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)

$f_r$ = مدول گسیختگی بتن، مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)

$f_s$ = تنش در آرماتور کششی زیر اثر بارهای بهره برداری، مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)

$f_y$ = مقاومت مشخصه فولاد ($f_{yk}$)، مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)، که برای سهولت در این فصل حرف k در زیرنویس حذف شده است.

$h$ = ارتفاع کل مقطع، میلیمتر

$I_{cr}$ = ممان اینرسی مقطع ترک خورده با در نظر گرفتن اثر آرماتورها، میلیمتر به توان چهار

$I_c$ = ممان اینرسی مؤثر مقطع، میلیمتر به توان چهار

$I_g$ = ممان اینرسی مقطع ترک نخورده بدون در نظر گرفتن اثر آرماتورها

$\ell$ = طول دهانه موثر (به بند ۱۰-۳-۴-۱ رجوع شود)، میلیمتر

$\ell_n$ = طول دهانه آزاد در امتداد دهانه بزرگتر دالهای دو طرفه، که برابر با فاصله برتابر تکیه‌گاه‌ها یا تیرهای تکیه‌گاهی می‌باشد. میلیمتر

$M_a$ = حداکثر لنگر خمشی در حالت بهره برداری، نیوتن - میلیمتر

$M_{cr}$ = لنگر خمشی ترک‌خوردگی (به بند ۱۴-۲-۲-۲ مراجعه شود)، نیوتن - میلیمتر

$y_t$ = فاصله محور خنثی در محور ترک نخورده، بدون در نظر گرفتن اثر آرماتورها، ازدورترین تار کششی، میلیمتر

$w$ = عرض ترک‌خوردگی، میلیمتر

$\alpha$ = نسبت سختی خمشی مقطع تیر، مطابق تعریف بند ۱۵-۲-۷ ، به سختی خمشی نواری از دال که از طرفین به محورهای مرکزی چشمه‌های مجاور در صورت وجود، محدود شده باشد.

$\alpha_m$ = متوسط مقدار $\alpha$ برای تمام تیرهای روی لبه یک چشمه دال

$\beta$ = نسبت طول‌دهانه آزادبزرگتر به‌طول‌دهانه‌آزاد کوچکتر در دالهای دو طرفه

$\zeta$ = ضریب تابع زمان برای بارهای مرده، به بند ۱۴-۲-۲-۳ مراجعه شود.

$\lambda$ = ضریبی‌برای محاسبه‌اضافه‌افتادگی‌درازمدت،به‌بند۱۴-۲-۲-۳ مراجعه شود.

$\rho'$ = نسبت آرماتور فشاری

## ❑ ۱۴-۱ گستره

۱۴-۱-۱ ضوابط این فصل باید برای کنترل قطعات تحت خمش در حالت حدی بهره‌برداری رعایت شوند. این ضوابط شامل نحوه محاسبه تغییر شکلها یا افتادگیها و ترک‌خوردگیها و محدودیتهای مربوط به آنهاست.

۱۴-۱-۲ بارها و تلاش‌هایی که در محاسبه افتادگیها و ترک‌خوردگیها در این فصل مورد استفاده قرار می‌گیرند. بارهای بهره‌برداری مطابق ضوابط بند ۱۰-۶-۲ می‌باشند.

## ❑ ۱۴-۲ تغییر شکلها یا افتادگیها

۱۴-۲-۱ کلیات

۱۴-۲-۱-۱ در قطعات تحت خمش سختی قطعات باید باندازه‌ای باشد که تغییرشکلهای ایجاد شده در آنها اثر نامطلوب بر مقاومت و قابلیت بهره برداری آنها نگذارد.

۱۴-۲-۱-۲ در تعیین سختی قطعات باید آثار ترک‌خوردگی بتن و نیز اثر آرماتورها در نظر گرفته شوند. برای این منظور، در صورت عدم استفاده ازروشهای تحلیلی دقیق‌تر یا روشهای آزمایشگاهی، ضوابط تعیین شده در بند ۱۴-۲-۲ کافی تلقی می‌شود.

۱۴-۲-۱-۳ در محاسبه افتادگیها علاوه بر افتادگی، ناشی از بارگذاری آنی که در اصطلاح "افتادگی آنی" نامیده می‌شود، باید اثر درازمدت بارگذاریها نیز منظور گردد.

### ۱۴-۲-۲ محاسبه افتادگی در تیرها و دالهای یکطرفه

**۱۴-۲-۲-۱** افتادگی آنی قطعات را می‌توان با استفاده از روشهای معمول تحلیل سازه‌ها و روابطی که بر اساس رفتار خطی قطعات تنظیم شده‌اند، محاسبه کرد. دراین روشها و روابط، مدول الاستیسیته بتن، $E_c$ ، باید بر طبق رابطه ۱۰-۱ و ممان اینرسی موثر قطعه باید طبق ضوابط بند ۱۴-۲-۲-۲ در نظر گرفته شوند.

**۱۴-۲-۲-۲** ممان اینرسی مؤثر قطعات بر اساس مشخصات مقطع و میزان ترک‌خوردگی آنها به شرح زیر محاسبه می‌شود:

الف - در قطعات با تکیه‌گاه‌های ساده و قطعات کنسولی ممان اینرسی مؤثر براساس مشخصات مقطع به ترتیب در وسط دهانه و بر روی تکیه‌گاه از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$I_c = I_{cr} + (I_g - I_{cr}) \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \qquad (۱-۱۴)$$

در این رابطه لنگر خمشی ترک‌خوردگی مقطع، $M_{cr}$ ، از رابطه زیر محاسبه می‌شود :

$$M_{cr} = \frac{f_r . I_g}{y_t} \qquad (۲-۱۴)$$

در این رابطه مدول گسیختگی بتن، $f_r$ ، با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$f_r = 0.6 \sqrt{f_c} \qquad (۳-۱۴)$$

مقدار $I_c$ در هیچ حالت نباید بیشتر از $I_g$ در نظر گرفته شود.

ب - در قطعات یکسره ممان اینرسی مؤثر برابر با مقدار متوسط ممان اینرسی مؤثر قطعه که بر اساس مشخصات مقاطع بحرانی در وسط دهانه و بر روی تکیه‌گاه‌ها و با استفاده از رابطه ۱۴-۱ محاسبه شده باشد، در نظر گرفته می‌شود. مشروط بر آنکه ممان اینرسی مؤثر محاسبه شده در مقطع بحرانی وسط دهانه با ضریب دو در این متوسط گیری دخالت داده

شود. در قطعات میله‌ای ممان اینرسی مؤثر را می‌توان برابر با مقدار ایـن ممـان اینرسـی در مقطع بحرانی وسط دهانه منظور کرد.

**۱۴-۲-۳-۲** افتادگی اضافی ایجاد شده در قطعات در طول زمان را که در اصطلاح "اضافـه افتادگی درازمدت" نامیده می‌شود، در صـورت عـدم اسـتفاده از روشـهای تحلیلـی دقیقـتر، می‌توان از حاصلضرب افتادگی آنـی ناشـی از بـار مـرده در ضریـب $\lambda$ ، کـه از رابطـه زیـر مشخص شده است، بدست آورد:

$$\lambda = \frac{\zeta}{1+50\,\rho'} \qquad (۴-۱۴)$$

در این رابطه $\rho'$ نسبت آرماتور فشاری در مقطع وسط دهانه در قطعات باتکیه‌گاه‌های ساده یا پیوسته و در مقطع تکیه‌گاه در قطعات کنسولی است. مقدارضریب وابسته به زمان، $\zeta$ ، را می‌توان برابر با مقادیر زیر در نظر گرفت:

| | |
|---|---|
| - زمان ۵ سال یا بیشتر | ۲/۰ |
| - زمان ۱۲ ماه | ۱/۴ |
| - زمان ۶ ماه | ۱/۲ |
| - زمان ۳ ماه | ۱/۰ |

### ۱۴-۲-۳ محاسبه افتادگی در دالهای دو طرفه

**۱۴-۲-۳-۱** در دالهای دو طرفه افتادگی آنی را می‌توان بـا اسـتفاده از روشـهای معمـول تحلیل صفحات و روابطی که بر اساس رفتار خطی آنها تنظیم شده‌اند، محاسبه کرد. در این روشها و روابط، مدول الاستیسیته بتن، $E_c$ ، باید طبق رابطـه ۱۰-۱ و ممـان اینرسـی مؤثـر دال، $I_e$ ، باید طبق رابطه ۱۴-۱ در نظر گرفته شوند. مقـادیر دیگـری در محاسـبه افتـادگی

آنی نیز می‌توان به کار برد مشروط برآنکه نتایج حاصل با انجام آزمایشهای کافی تأیید شده باشند.

**۱۴-۲-۳-۲** در دالهای دو طرفه اضافه افتادگی درازمدت را باید بر اساس ضوابط بند ۱۴-۲-۲-۳ محاسبه نمود.

### ۱۴-۲-۴ محدودیت افتادگی در تیرها و دالها

**۱۴-۲-۴-۱** افتادگی ایجاد شده در تیرها و دالها نباید از مقادیر مشخص شده در جدول ۱۴-۲-۴-۱ تجاوز کند.

**جدول شماره ۱۴-۲-۴-۱ محدودیت افتادگی در تیرها و دالها**

| انواع قطعه | افتادگی مورد نظر | محدودیت افتادگی | ملاحظات |
|---|---|---|---|
| ۱- بام‌های مسطح که به قطعاتی غیرسازه‌ای متصل نیستند یا آنها را نگهداری نمی‌کنند که افتادگی زیاد آسیبی در این قطعات ایجاد کند. | افتادگی آنی ناشی از بارهای زنده | $\frac{\ell}{180}$ | - |
| ۲- مانند بالا در مورد کف‌ها | مانند بالا | $\frac{\ell}{360}$ | - |
| ۳- بام‌ها یا کف‌هایی که به قطعات غیرسازه‌ای متصل هستندیا آنها را نگهداری می‌کنند و افتادگی زیاد ممکن است آسیبی در این قطعات ایجاد کند. | آن قسمت از افتادگی که بعد از اتصال قطعات غیرسازه‌ای ایجاد می‌شود. منظور مجموع اضافه‌افتادگی‌درازمدت ناشی از تمامی بارهای مرده و افتادگی آنی ناشی از بارهای زنده است. به توضیح تبصره ۳ نیز توجه شود. | $\frac{\ell}{480}$ | تبصره ۱ |
| ۴- بام‌ها یا کف‌هایی که به قطعات غیرسازه‌ای متصل هستند یا آنها را نگهداری می‌کنند ولی افتادگی زیاد آسیبی در این قطعات ایجاد نمی‌کند. | | $\frac{\ell}{240}$ | تبصره ۲ |

تبصره۱- در صورتی که بتوان با اتخاذ تدابیری ویژه از ایجاد آسیب به قطعات غیرسازه‌ای جلوگیری کرد، حد مربوط به محدودیت را می‌توان کاهش داد.

تبصره ۲- افتادگی نباید از حد رواداری قطعات غیرسازه‌ای تجاوز کند. در صورتی که در قطعه خیز ایجاد شده باشد، حد محدودیت مشخص شده در مورد تفاضل افتادگی و خیز اعمال می‌گردد.

تبصره ۳- اضافه افتادگی درازمدت بر اساس ضابطه ۱۴-۲-۲-۳ محاسبه می‌شود. ولی می‌توان اضافه افتادگی درازمدت قطعه را که قبل از اتصال قطعات غیرسازه‌ای در عضو ایجاد شده محاسبه نمود و از کل مقدار اضافه افتادگی درازمدت کاست. در محاسبات افتادگی مورد نظر مقدار باقیمانده دخالت داده می‌شود.

**۱۴-۲-۴-۲** در ساختمانهای متعارف مسکونی، اداری و تجاری رعایت محدودیتهای شماره‌های ۲ و ۴ از جدول شماره ۱۴-۲-۴-۱ کافی تلقی می‌شود.

**۱۴-۲-۴-۳** در ساختمانهای متعارف و تحت بارگذاریهای معمول در تیرها ودالهای یکطرفه‌ای که ارتفاع یا ضخامت آنها از مقادیر مندرج در جدول شماره ۱۴-۲-۴-۳ بیشتر است، محاسبه افتادگی الزامی نیست. مشروط بر آنکه این تیرهایا دالها بر قطعاتی غیرسازه‌ای مانند دیوارهای تقسیم متصل نباشند و یا آنها رانگهداری نکنند بطوریکه افتادگی زیاد در آنها خساراتی ایجاد کند.

**جدول شماره ۱۴-۲-۴-۳ حداقل ارتفاع یا ضخامت تیر یا دال یکطرفه**

| عضو | با تکیه‌گاه‌های ساده | با تکیه‌گاه‌های پیوسته از یک طرف | با تکیه‌گاه‌های پیوسته از دو طرف | کنسول |
|---|---|---|---|---|
| تیرها یا تیرک‌ها | $\frac{\ell}{16}$ | $\frac{\ell}{18.5}$ | $\frac{\ell}{21}$ | $\frac{\ell}{8}$ |
| دالهای یکطرفه توپر یا سقف‌های تیرچه و بلوک | $\frac{\ell}{20}$ | $\frac{\ell}{24}$ | $\frac{\ell}{28}$ | $\frac{\ell}{10}$ |

تبصره - جدول فوق برای فولاد نوع S400 تنظیم شده است. برای سایر انواع فولادهامقادیر جدول باید در ضریب $(0.4+\frac{f_y}{670})$ ضرب شوند.

**۱۴-۲-۴-۴** در سیستم دالهای دو طرفه که بر اساس ضوابط فصل پانزدهم طراحی شده‌اند و مشمول ضابطه بند ۱۵-۷-۱-۳ می‌شوند در صورتی که ضخامت دال بیشتر از مقادیر مشخص شده در بندهای ۱۴-۲-۴-۵ و ۱۴-۲-۴-۶ باشد، محاسبه افتادگی الزامی نیست.

**۱۴-۲-۴-۵** حداقل ضخامت دالهای تخت که در آنها تیرهای میانی بین تکیه‌گاه‌ها وجود ندارد، باید بر اساس مقادیر مندرج در جدول شماره ۱۴-۲-۴-۵ در نظر گرفته شود. این ضخامت در هر حال نباید کمتر از مقادیر زیر اختیار شود:

الف - در دالهای بدون کتیبه مطابق تعریف بندهای ۱۵-۴-۴-۲ و ۱۵-۴-۴-۳، ۱۲۵ میلیمتر

ب - در دالهای با کتیبه یا سرستون مطابق تعریف بندهای ۱۵-۴-۴-۲ و ۱۵-۴-۴-۳، ۱۰۰ میلیمتر

**جدول شماره ۱۴-۲-۴-۵ حداقل ضخامت دالهای تخت بدون تیر میانی**

| نوع فولاد | بدون کتیبه | | | با کتیبه | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | پانل‌های بیرونی | | پانل‌های درونی | پانل‌های بیرونی | | پانل‌های درونی |
| | بدون‌تیرلبه | باتیرلبه | -- | بدون‌تیرلبه | باتیرلبه | -- |
| S300 | $\frac{\ell_n}{33}$ | $\frac{\ell_n}{36}$ | $\frac{\ell_n}{36}$ | $\frac{\ell_n}{36}$ | $\frac{\ell_n}{40}$ | $\frac{\ell_n}{40}$ |
| S400 | $\frac{\ell_n}{30}$ | $\frac{\ell_n}{33}$ | $\frac{\ell_n}{33}$ | $\frac{\ell_n}{33}$ | $\frac{\ell_n}{36}$ | $\frac{\ell_n}{36}$ |

تبصره ۱- کتیبه‌ها یا سرستونهای عنوان شده در این جدول باید مطابق تعریف بندهای ۱۵-۴-۴-۲ و ۱۵-۴-۴-۳ باشند.

تبصره ۲- تیرهای لبه باید دارای سختی ، $\alpha$ ، برابر با حداقل ۰/۸ باشند.

۱۴-۲-۴-۶ حداقل ضخامت دالهایی که در تمام اضلاع روی تیرها تکیه دارند ونسبت طول دهانه بزرگتر به طول دهانه کوچکتر در آنها کمتر از ۲ است، باید به شرح زیر تعیین شود :

الف - در دالهایی که نسبت $\alpha_m$ در آن‌ها مساوی یا کوچکتر از ۰/۲ است، طبق ضابطه بند ۱۴-۲-۴-۵ .

ب - در دالهایی که نسبت $\alpha_m$ در آن‌ها بزرگتر از ۰/۲ و کوچکتر از ۲ است، طبق رابطه زیر :

$$h = \frac{\ell_n(800 + 0.6f_y)}{36000 + 5000\,\beta\,(\alpha_m - 0.2)} \qquad (۱۴-۵)$$

ضخامت دال در این حالت نباید کمتر از ۱۲۵ میلیمتر در نظر گرفته شود.

پ - در دالهایی که نسبت $\alpha_m$ در آنها مساوی یا بزرگتر از ۲ است، طبق رابطه زیر :

$$h = \frac{\ell_n (800 + 0.6 f_y)}{36000 + 9000\,\beta} \qquad (۶-۱۴)$$

ضخامت دال در این حالت نباید کمتر از ۹۰ میلیمتر در نظر گرفته شود.

۱۴-۲-۴-۷ در مورد تیرهایی که محدودیتهای نسبت دهانه به ارتفاع جدول شماره ۱۴-۲-۴-۳ را جوابگو نیستند، و یا ستونهایی که درصد فولاد آنها بیش از چهار و نیم درصد باشد (در محلی غیر از محل وصله‌ها) مقدار تنش فشاری تحت بارهای بلند مدت بدون ضریب به $0.45 f_c$ و تحت ترکیب بارهای بهره برداری به $0.6\, f_c$ محدود می‌شود.

## ❐ ۱۴-۳ ترک‌خوردگیها

### ۱۴-۳-۱ کلیات

۱۴-۳-۱-۱ در قطعات تحت اثر خمش مقدار آرماتور کششی و نحوه پخش آن درمقطع باید چنان باشد که ترکهای ایجاد شده در اثر کشش ناشی از خمش در آنها، اثر نامطلوب بر مقاومت و قابلیت بهره برداری نداشته باشد.

۱۴-۳-۱-۲ در تیرها و دالهای یکطرفه مقدار تقریبی عرض ترک‌خوردگی را می‌توان طبق بند ۱۴-۳-۲ محاسبه نمود. در این قطعات رعایت محدودیتهای مندرج در بند ۱۴-۳-۳ الزامی است.

۱۴-۳-۱-۳ در دالهای دو طرفه یا دالهای تخت و قارچی محاسبه عرض ترک‌خوردگی الزامی نیست و تنها رعایت ضوابط مربوط به آرماتور حرارتی وجمع شدگی مطابق بند ۸-۷ کافی تلقی می‌شود.

**۱۴-۳-۱-۴** در مواردی که بال‌های تیر با مقطع T شکل در کشش‌اند، قسمتی از آرماتور کششی باید در بال‌ها توزیع شود. این میلگردها باید در ناحیه‌ای بطول عرض مؤثر تیر T یا یک دهم طول دهانه تیر، هر کدام کوچکترند، قرار داده شوند. در مواردی که عرض مؤثر تیر T از یک دهم طول دهانه تیر بزرگتر است، مقداری آرماتور کششی اضافی باید در نواحی خارج از ناحیه توزیع شده میلگردها در بال قرار داده شوند.

**۱۴-۳-۱-۵** در مواردی که ارتفاع جان تیر از ۶۰۰ میلیمتر تجاوز می‌کند، آرماتور گونه، $A_{sk}$ ، صرفنظر از جنبه ابعادی آن، بمقدار $150 \geq (d - 750)$ میلیمتر مربع در هر متر ارتفاع، در هر یک از گونه‌های طرفین تیر، باید در ناحیه‌ای به ارتفاع $\frac{d}{2}$ بالاتر از آرماتور کششی پیش‌بینی شود. لزومی ندارد مقدار کل این آرماتور در تیر بیشتر از نصف آرماتور کششی تیر در نظر گرفته شود. فاصله میلگردهای گونه از یکدیگر نباید بیشتر از $\frac{d}{6}$ یا ۳۰۰ میلیمتر اختیار شود. کمک این میلگردها را به مقاومت خمشی تیر نیز می‌توان در محاسبات منظور کرد.

### ۱۴-۳-۲ محاسبه عرض ترک‌خوردگی

**۱۴-۳-۲-۱** در تیرها و دالهای یکطرفه مقدار عرض ترک‌خوردگی را، در صورت عدم انجام محاسبات دقیقتر، می‌توان از رابطه زیر محاسبه کرد:

$$w = 13 \times 10^{-6} f_s \sqrt[3]{d_c . A} \qquad (۱۴-۷)$$

**۱۴-۳-۲-۲** برای تعیین تنش در آرماتور کششی، $f_s$ در رابطه ۱۴-۷ ، بجای محاسبات دقیقتر می‌توان مقدار $0.6 f_y$ را منظور کرد.

### ۱۴-۳-۳ محدودیت عرض ترک‌خوردگی

**۱۴-۳-۳-۱** عرض ترک‌خوردگی در تیرها و دالهای یکطرفه نباید از مقدار ۰/۳۵ میلیمتر تجاوز نماید.

**۱۴-۳-۳-۲** محدودیت عرض ترک‌خوردگی بند ۱۴-۳-۳-۱ در مواردی که سازه در معرض شرایط محیطی مهاجم قرار دارد، و یا در مواردی که سازه باید آب بندی شود، کافی نیست. در این نوع موارد به کارگیری ضوابط ویژه دیگری الزامی است.

# فصل پانزدهم

# طراحی سیستمهای دال دوطرفه

## ۱۵-۰ علائم اختصاری

$A_{sb}$ = حداقل سطح مقطع آرماتور ممتد تحتانی، میلیمتر مربع

$b_1$ و $b_2$ = ابعاد مربوط به محیط بحرانی برش سوراخ شدگی که به فاصله $\frac{d}{2}$ از لبه تکیه‌گاه قرار دارند. ($b_1$ درامتداد محورطولی نوار پوششی و $b_2$ درامتداد عرضی آن)، میلیمتر

$b_w$ = عرض جان تیر، میلیمتر

$c_1$ = بعد ستون مستطیلی یا ستون مربع معادل، سر ستون یا کتیبه سر ستون درامتداد دهانه‌ای که لنگرها برای آن محاسبه می‌شوند، میلیمتر

$c_2$ = بعد ستون مستطیلی یا ستون مربع معادل، سر ستون یا کتیبه سر ستون در امتداد عمود بر دهانه‌ای که لنگرها برای آن محاسبه می‌شوند، میلیمتر

$C$ = ضریب سختی پیچشی، میلیمتر به توان چهار

$C^-_A$ = ضریب لنگر منفی در دهانه کوتاه دال

$C^+_{AD}$ = ضریب لنگر مثبت برای بار مرده در دهانه کوتاه دال

$C^+_{AL}$ = ضریب لنگر مثبت برای بار زنده در دهانه کوتاه دال

$C^-_B$ = ضریب لنگر منفی در دهانه بلند دال

$C^+_{BD}$ = ضریب لنگر مثبت برای بار مرده در دهانه بلند دال

$C^{+}_{BL}$ = ضریب لنگر مثبت برای بار زنده در دهانه بلند دال

$d$ = فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز سطح آرماتور کششی طولی، میلیمتر

$d_b$ = قطر میلگرد، میلیمتر

$E_{cb}$ = مدول الاستیسیته بتن تیر، مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)

$E_{cs}$ = مدول الاستیسیته بتن دال، مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)

$f_y$ = مقاومت مشخصه فولاد ($f_{yk}$)، مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)، که برای سهولت در این فصل حرف k در زیرنویس حذف شده است.

$h_b$ = ضخامت کل تیر، میلیمتر

$h_s$ = ضخامت کل دال، میلیمتر

$I_b$ = ممان اینرسی تیر، نسبت به محور گذرنده از مرکز ثقل آن، میلیمتر به توان چهار

$I_s$ = ممان اینرسی دال در نوار پوششی نسبت به محور مرکزی مقطع دال، میلیمتر به توان چهار

$I_{sb}$ = ممان اینرسی تیر- دال، در نوار پوششی نسبت به محور مرکزی مقطع سیستم کامل دال و تیر، میلیمتر به توان چهار

$K_c$ = سختی خمشی ستون، نیوتن - میلیمتر

$K_{cc}$ = سختی خمشی ستون معادل، نیوتن - میلیمتر

$K_t$ = سختی پیچشی عضو پیچشی، نیوتن - میلیمتر

$K_{ta}$ = مطابق رابطه ۱۵-۴

$\ell_A$ = طول آزاد دهانه کوتاه دال دو طرفه، میلیمتر

$\ell_B$ = طول آزاد دهانه بلند دال دو طرفه، میلیمتر

$\ell_n$ = طول آزاد دهانه، فاصله برتابر تکیه‌گاه‌ها، میلیمتر

$\ell_1$ = طول دهانه، مرکز تا مرکز تکیه‌گاه‌ها، در امتدادی که لنگرها برای آن محاسبه می‌شوند، میلیمتر

$\ell_{1n}$ = طول دهانه آزاد در امتدادی که لنگرها محاسبه می‌شوند، میلیمتر

$\ell_2$ = طول دهانه، مرکز تا مرکز تکیه‌گاه‌ها، در امتداد عمود بر امتداد $\ell_1$ ، میلیمتر

$\ell_d$ = طول گیرایی، میلیمتر

m = نسبت طول دهانه کوتاه به دهانه بلند دال دو طرفه، $\ell_A/\ell_B$

$M^+_{AD}$ = لنگر مثبت برای بار مرده در دهانه کوتاه دال، نیوتن - میلیمتر

$M^-_{A(D+L)}$ = لنگر منفی برای بارهای مرده و زنده در دهانه کوتاه دال، نیوتن - میلیمتر

$M^+_{AL}$ = لنگر مثبت بار زنده در دهانه کوتاه دال، نیوتن - میلیمتر

$M^+_{BD}$ = لنگر مثبت برای بار مرده در دهانه بلند دال، نیوتن - میلیمتر

$M^-_{B(D+L)}$ = لنگر منفی برای بارهای مرده و زنده در دهانه بلند دال، نیوتن - میلیمتر

$M^+_{BL}$ = لنگر مثبت برای بار زنده در دهانه بلند ، نیوتن - میلیمتر

$M_o$ = لنگر استاتیکی کل نهایی، نیوتن - میلیمتر

$M_u$ = لنگر خمشی نهایی، نیوتن - میلیمتر

$M_{uf}$ = کسری از لنگر متعادل نشده که بوسیله خمش منتقل می‌شود، نیوتن - میلیمتر

$M_{uv}$ = کسری از لنگر متعادل نشده که بوسیله برش منتقل می‌شود، نیوتن - میلیمتر

$w_d$ = شدت بار مرده نهایی در واحد سطح، مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)

$w_D$ = شدت بار مرده در واحد سطح، مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)

$w_{(D+L)}$ = مجموع شدت بار مرده و زنده در واحد سطح، مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)

$w_L$ = شدت بار زنده در واحد سطح، مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)

$w_s$ = شدت بارهای قائم در واحد سطح، مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)

$w_u$ = شدت بار نهایی در واحد سطح، مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)

x = عرض مقطع مستطیل، میلیمتر

y = طول مقطع مستطیل، میلیمتر

$\alpha$ = نسبت سختی خمشی مقطع تیر به سختی خمشی نواری از دال که از طرفین به محورهای مرکزی چشمه‌های مجاور، در صورت وجود، محدود شده باشد. ($\alpha = E_{cb}\ I_b / E_{cs}\ I_s$)

$\alpha_c$ = نسبت سختی خمشی ستونهای بالا و پایین دال به مجموع سختی خمشی دالها وتیرهای در اتصال در امتداد دهانه‌ای که لنگرها برای آن محاسبه می‌شوند.

$\alpha_{min}$ = حداقل $\alpha_c$

$\alpha_1$ = $\alpha$ در امتداد $\ell_1$

$\alpha_2$ = $\alpha$ در امتداد $\ell_2$

$\beta_a$ = نسبت بار مرده در واحد سطح به بار زنده در واحد سطح، بدون ضرائب بار

$\beta_t$ = نسبت سختی پیچشی مقطع تیر لبه به سختی خمشی عرضی از دال برابر با طول دهانه تیر، که فاصله مرکز تا مرکز تکیه‌گاه‌ها فرض می‌شود. ($\beta_t = \frac{E_{cb}.C}{2\,E_{cs}\,I_s}$)

$\phi_s$ = ضریب جزیی ایمنی فو لاد

## ۱۵-۱ گستره

۱۵-۱-۱ ضوابط این فصل مربوط به طراحی سیستمهایی از دالها است که درآنها دال در دو امتداد تحت اثر خمش قرار می‌گیرد و در این دو امتداد آرماتورگذاری می‌شود. سیستم دال می‌تواند دارای تیرهای زیرسری باشد و یا مستقیماً روی ستونها یا دیوارهایی تکیه داشته باشد.

۱۵-۱-۲ سیستمهایی که در آنها دالها مستقیماً روی ستونهایی بدون سرستون، دال تخت یا با سرستون، دال قارچی، تکیه دارند بشرطی مشمول ضوابط این فصل می‌شوند که آن قسمت از سر ستون که خارج از بزرگترین مخروط یا هرم ناقص محاط در داخل ستون، و سر ستون با زاویه تمایل یال‌ها یا وجوه کمتر از ۴۵ درجه نسبت به محور ستون، قرار می‌گیرد. از نظر سازه‌ای نادیده انگاشته می‌شود. در این حالت ابعاد $c_1$ و $c_2$ ستون ابعاد سطح تقاطع همین مخروط یا هرم با دال، یا کتیبه سرستون، در صورت وجود، محسوب می‌شود و دهانه آزاد دال، $\ell_n$، با توجه به همین ابعاد تعیین می‌شود.

۱۵-۱-۳ سیستمهای دالهای مشبک با یا بدون قطعات پرکننده بین تیرچه‌ها، باشرط آنکه تیرچه‌ها در دو امتداد وجود داشته باشند، مشمول ضوابط این فصل می‌شوند.

## ۱۵-۲ تعاریف

**سیستم دال**

به مجموعه‌ای از قطعات صفحه‌ای با یا بدون تیر گفته می‌شود که تحت اثر بارهای عمود بر صفحه خود قرار می‌گیرند. سیستمهای معمول دالها عبارتند از تیر - دال، دال تخت، دال قارچی، و دال مشبک.

**قاب معادل**

به تعریف بند ۱۵-۶-۳ مراجعه شود.

**نوار پوششی**

به قسمتی از سیستم دال گفته می‌شود که در دو سمت محور ستونهای واقع در یک ردیف در پلان قرار می‌گیرد و به محورهای طولی گذرنده از وسط چشمه‌های مجاور محدود شود.

**نوار ستونی**

به قسمتی از نوار پوششی گفته می‌شود که در دو سمت محور ستونها واقع شود و عرض آن در هر سمت محور برابر با $0.25\ell_1$ و یا $0.25\ell_2$ هر کدام کوچکتر است، باشد. این نوار شامل تیر بین ستونها در صورت وجود، نیز می‌شود.

**نوار میانی**

نواری از سیستم دال است که در حد فاصل دو نوار ستونی قرار می‌گیرد.

**نوار کناری**

در سیستم تیر - دال نواری از دال است که در هر سمت تیردر نوار ستونی قرار می‌گیرد.

**تیر در سیستم تیر - دال**

تیر در دالها شامل جان تیر و قسمتی از دال است که در هر سمت تیر دارای عرضی برابر با تصویر مایل ۴۵ درجه آن قسمت ازجان تیر باشد که در زیر یا در روی دال، هر کدام

ارتفاع بیشتری دارد، قرار می‌گیرد مشروط بر آنکه این عرض در هر سمت جان بزرگتر از چهار برابر ضخامت دال نباشد.

**چشمه دال**

قسمتی از سیستم دال است که به محورهای ستونها، تیرها، یا دیوارهای تکیه‌گاهی محدود می‌شود.

## ❑ ۱۵-۳ روش‌های طراحی

**۱۵-۳-۱** در این آیین نامه برای طراحی سیستم دالها، چهار روش توصیه می‌شود که هر یک با رعایت محدودیتهای خاصی کاربرد دارند. اما طراحی به هر روشی که در آن شرایط تعادل نیروها و همسازی تغییر شکلها رعایت شود، و در هیچ مقطعی ظرفیت باربری دال کمتر از عاملهای مؤثر بر آن نباشد، و شرایط بهره برداری، ازجمله محدودیت مربوط به افتادگی در دالها، رعایت گردد، مورد قبول است.

**۱۵-۳-۲** چهار روش طراحی توصیه شده در این آیین نامه بشرح زیر است:

الف - روش "قاب معادل"

ب - روش "مستقیم"

پ - روش "ضرایب لنگر خمشی"

ت - روش "پلاستیک"

روشهای (الف) و (ب) برای تحلیل و طراحی مجموعه دالها و تیرهای تکیه‌گاه‌ها، درصورت وجود، و روش‌های (پ) و (ت) برای تحلیل و طراحی دالها به طور مجزا

مورداستفاده قرار می‌گیرند. جزییات این روش‌ها به ترتیب در قسمت‌های ۱۵-۶ تا ۱۵-۹ داده شده اند.

## ❑ ۱۵-۴ ضوابط کلی طراحی دالها

### ۱۵-۴-۱ ضخامت دال:

**۱۵-۴-۱-۱** در تعیین ضخامت دالهای مشمول این فصل باید ضوابط مربوط به حالات حدی بهره برداری مطابق فصل چهاردهم رعایت شوند.

### ۱۵-۴-۲ طراحی برای خمش و برش:

**۱۵-۴-۲-۱** دالها و تیرهای زیر سری آنها باید برای لنگرهای خمشی و تلاشهای برشی موجود در هر مقطع و بر اساس ضوابط فصل‌های یازدهم و دوازدهم طراحی شوند. در دالها رعایت حداقل آرماتور کششی مطابق بند ۱۱-۵-۲ ضرورت ندارد. ضوابط آرماتورگذاری در دالها در قسمت ۱۵-۵ داده شده‌اند.

**۱۵-۴-۲-۲** طراحی برای انتقال بار از دال به ستون و یا دیوار زیرسری به صورت برشی یا پیچشی باید بر اساس ضوابط فصل دوازدهم صورت گیرد.

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

**۱۵-۴-۳-۱** در مواردی که لنگر خمشی متعادل نشده‌ای، $M_u$ ، ناشی از بارهای قائم، باد یا زلزله باید بین دال، بدون تیر، و ستون منتقل شود، قسمتی از آن، $M_{uf}$ ، با عملکردخمشی

و بقیه آن، $M_{uv}$ ، با اثر نیروی برشی خارج از مرکزی که در اطراف ستون در دال ایجاد می‌شود، منتقل می‌گردد. مقدار $M_{uf}$ از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$M_{uf} = \frac{M_u}{1 + \frac{2}{3}\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \qquad (۱-۱۵)$$

**۱۵-۴-۳-۲** لنگر خمشی $M_{uf}$ توسط عرضی از دال که به دو مقطع به فواصل ۱/۵برابر ضخامت دال یا ضخامت کتیبه دال از بر خارجی ستون در دو سمت آن محدوداست، تحمل می‌شود. آرماتورهای مورد نیاز برای تحمل این لنگر خمشی باید درهمین عرض جای داده شوند.

**۱۵-۴-۳-۳** طراحی برای آن قسمت از لنگر خمشی که با اثر نیروی برشی خارج از محوری که در اطراف ستون در دال یا کتیبه دال منتقل می‌شود، $M_{uv}$ ، باید بر اساس ضوابط بند ۱۲-۱۷-۵ صورت گیرد.

### ۱۵-۴-۴ کتیبه دالها

**۱۵-۴-۴-۱** در مواردی که برای کاهش مقدار آرماتور منفی روی ستونهای دالهای تخت یا قارچی، اقدام به ایجاد کتیبه در روی ستون می‌شود، ضوابط بندهای ۱۵-۴-۴-۲ تا ۱۵-۴-۴-۴ باید رعایت شوند.

**۱۵-۴-۴-۲** بعد کتیبه در هر سمت محور ستون نباید کمتر از یک ششم طول دهانه (مرکز تا مرکز تکیه‌گاه‌ها) در امتداد آن دهانه در نظر گرفته شود.

**۱۵-۴-۴-۳** ضخامت کتیبه نباید کمتر از یک چهارم ضخامت دال باشد.

**۱۵-۴-۴-۴** در محاسبه مقدار آرماتورهای منفی در ناحیه کتیبه نباید ضخامت کتیبه را بیشتر از یک چهارم فاصله بعد کتیبه از بر ستون یا از بر ستون منظور کرد.

### ۱۵-۴-۵ بازشوها در سیستم دالها

**۱۵-۴-۵-۱** در سیستمهای دالها می‌توان بازشوهایی با هر اندازه پیش‌بینی کرد، مشروط بر آنکه با انجام تحلیل ویژه بتوان نشان داد سیستم از مقاومت کافی برخوردار است و ضوابط مربوط به حالات حدی بهره‌برداری بویژه ضوابط مربوط به تغییر شکلها را ارضا می‌کند.

**۱۵-۴-۵-۲** در صورتی که تحلیل ویژه‌ای انجام نشود، باید ضوابط بندهای ۱۵-۴-۵-۳ تا ۱۵-۴-۵-۵ را در تعیین محل و ابعاد بازشوها رعایت کرد. در تمامی موارد باید در طرفین بازشوها در هر امتداد، آرماتورهای اضافی به اندازه آرماتورهای قطع شده قرار داد.

**۱۵-۴-۵-۳** در نواحی مشترک بین دو نوار میانی متقاطع دال می‌توان هر بازشویی با هر اندازه‌ای پیش بینی کرد.

**۱۵-۴-۵-۴** در نواحی مشترک بین دو نوار ستونی متقاطع دال فقط بازشوهایی باابعاد کمتر از یک هشتم عرض نوار در هر جهت می‌توان پیش بینی کرد.

۱۵-۴-۵-۵ در نواحی مشترک بین یک نوار ستونی و یک نوار میانی متقاطع دال فقط بازشوهایی با ابعاد کمتر از یک چهارم عرض نوار در هر جهت می‌توان پیش‌بینی کرد.

۱۵-۴-۵-۶ در صورت ایجاد بازشو در سیستم دال، باید ضوابط طراحی برای برش مطابق بند ۱۲-۱۷-۴ رعایت شوند.

۱۵-۴-۵-۷ در دالهای تیر- ستونی ، بازشوها نباید از محل تیرها عبور کند، مگر آنکه تحلیل قابل قبولی ارایه شود.

## ۱۵-۵ آرماتورگذاری در دالها

### ۱۵-۵-۱ ضوابط کلی آرماتورگذاری

۱۵-۵-۱-۱ مقادیر آرماتورهای لازم در مقاطع مختلف دال در هر امتداد بر مبنای لنگرهای خمشی وارد بر آن مقاطع محاسبه می‌شوند. مقادیر آرماتورهای به کار رفته در دالها در هر صورت نباید کمتر از مقادیر نظیر حرارت و جمع شدگی مطابق بند ۸-۷ در نظر گرفته شوند.

۱۵-۵-۱-۲ فاصله میلگردهای خمشی در دالها، جز در دالهای مشبک، نباید از دوبرابر ضخامت دال و نه از ۳۵۰ میلیمتر تجاوز کند. در دالهای مشبک، حداقل آرماتورگذاری در ناحیه‌ای از دال که روی حفره‌ها قرار دارد بر طبق بند ۸-۷ تعیین می‌شوند.

۱۵-۵-۱-۳ میلگردهای خمشی مثبت عمود بر بعد ناپیوسته دال باید تا لبه دال ادامه یابند و بعلاوه، به طولی حداقل معادل ۱۵۰ میلیمتر به طور مستقیم، با قلاب یا بدون آن، در تیر پیشانی یا دیوار یا ستون داخل شوند.

۱۵-۵-۱-۴ میلگردهای خمشی منفی عمود بر لبه ناپیوسته دال باید با خم یا قلاب یا وسیله مهاری دیگری در داخل تیر پیشانی یا دیوار ستون به طور کامل مهارشوند. برای این میلگردها باید گیرایی کامل در مقطع بر داخلی تکیه‌گاه، بر اساس ضوابط فصل هیجدهم، تأمین شود.

۱۵-۵-۱-۵ در مواردی که دال در لبه ناپیوسته به تیر پیشانی یا دیوار منتهی نشود یا فراتر از تکیه‌گاه کنسول شود، مهار کردن میلگردهای عمود بر این لبه می‌تواند داخل دال صورت گیرد.

### ۱۵-۵-۲ جزییات ویژه برای آرماتورگذاری دالهای با تیر

۱۵-۵-۲-۱ سیستمهای تیر - دالی که در آنها $\alpha$ بزرگتر از یک باشد، در گوشه‌های خارجی دالها باید آرماتورهای ویژه‌ای بشرح بندهای ۱۵-۵-۲-۲ تا ۱۵-۵-۲-۵ در پایین و بالای دال اضافه کرد.

۱۵-۵-۲-۲ هر یک از آرماتورهای ویژه در پایین و بالای دال در واحد عرض، بایدقادر باشد حداکثر لنگر خمشی مثبت دال را تحمل کند.

**۱۵-۵-۲-۳** آرماتورهای ویژه باید در بالای دال به زاویه ۴۵ درجه و تقریباً درامتداد قطر گذرنده از گوشه دال، و در پایین دال عمود بر این قطر قرار گیرند.

**۱۵-۵-۲-۴** آرماتورهای ویژه باید در هر امتداد تا طولی برابر با حداقل یک پنجم دهانه بزرگتر، قرار داده شوند.

**۱۵-۵-۲-۵** آرماتورهای ویژه را می‌توان در دو سفره در امتدادهای مندرج در بند ۱۵-۵-۲-۳ یا در دو شبکه به موازات دو ضلع دال قرار داد.

### ۱۵-۵-۳ جزییات ویژه برای آرماتورگذاری دالهای بدون تیر

**۱۵-۵-۳-۱** در آرماتورگذاری دالهای تخت و قارچی علاوه بر ضوابط بندهای ۱۵-۵-۱ ضوابط بندهای ۱۵-۵-۳-۲ تا ۱۵-۵-۳-۷ نیز باید رعایت شوند.

**۱۵-۵-۳-۲** برای تعیین محل خم یا قطع کردن میلگردها باید طولهای حداقل مندرج در شکل ۱۵-۵-۳-۲ رعایت شوند.

**۱۵-۵-۳-۳** در مواردی که دهانه‌های مجاور هم متساوی نباشند، ادامه آرماتورهای منفی فراتر از بر تکیه‌گاه مطابق آنچه در شکل ۱۵-۵-۳-۲ نشان داده شده است باید بر مبنای طول دهانه بزرگتر محاسبه شود.

**۱۵-۵-۳-۴** خم کردن میلگردهای مثبت برای ادامه آنها به عنوان آرماتور منفی بشرطی مجاز است که در تأمین طولهای حداقل توصیه شده در شکل ۱۵-۵-۳-۲ زاویه خم بزرگتر از ۴۵ درجه در نظر گرفته نشود.

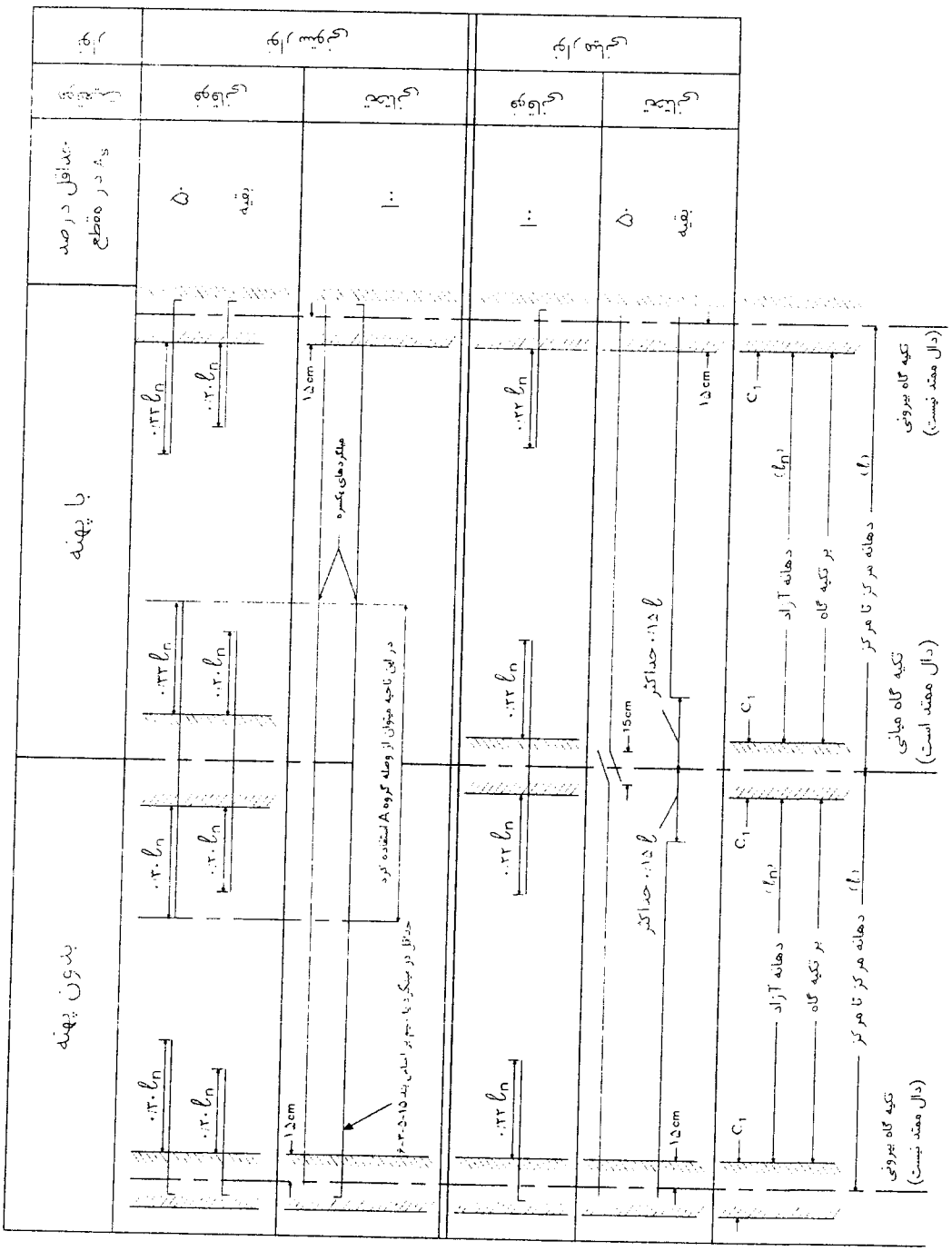
**۱۵-۵-۳-۵** در دالهای واقع در قابهای مهار نشده، محل قطع یا خم میلگردها باید با محاسبه تعیین شوند ولی در هر صورت طول میلگردها نبایدکوچکتر از مقادیر توصیه شده در شکل ۱۵-۵-۳-۲ در نظر گرفته شوند.

**۱۵-۵-۳-۶** در هر نوار ستونی در زیر دال باید حداقل دو میلگرد به طور سراسری از داخل هسته ستونها عبور داده شوند. این میلگردها را می‌توان در محل ستونها به طور کامل مهار یا با میلگردهای دیگری وصله کرد. مشروط بر آنکه طول وصله از نوع A ، مطابق بند ۱۸-۱۴-۲ باشد. چنانچه محل وصله این آرماتورها خارج ازهسته ستونها باشد، طول وصله باید حداقل $2\ell_d$ باشد.

**۱۵-۵-۳-۷** سطح مقطع کل میلگردهای بند ۱۵-۵-۳-۶ نباید کمتر از مقدار حاصل از رابطه زیر در نظر گرفته شود:

$$A_{sb} = \frac{0.5 w_s \ell_2 \ell_{1n}}{\phi_s f_y} \qquad (۱۵-۲)$$

در این رابطه $w_s$ شدت بارهای قائم وارد بر دال در شرایط بهره‌برداری است و مقدارآن به دو برابر شدت بار مرده محدود می‌شود.




شکل ۱۵-۵-۳-۲ حداقل طول و محل خم آرماتورها در دالهای بدون تیر

## ❑ ۱۵-۶ روش "قاب معادل"

### ۱۵-۶-۱ گستره

۱۵-۶-۱-۱ روش طراحی قاب معادل را می‌توان برای طراحی سیستمهایی که درآنها دالها، تیرهای بین تکیه‌گاه‌ها، در صورت وجود، و ستونها تشکیل قابهای متعامد دهند، تحت اثر بارهای قائم به کار برد.

۱۵-۶-۱-۲ نتایج تحلیل بارهای قائم و تحلیل بارهای جانبی را می‌توان با فرض‌هایی مناسب با هم ترکیب کرد و در طراحی به کار برد. در صورت عدم استفاده از فرضیات مناسب برای ترکیب نتایج تحلیل بارهای قائم و جانبی می‌توان تلاشهای ناشی از بارهای جانبی را فقط به تیرها و ستونها و در صورت عدم وجود تیرها به نوارهای ستونی و ستونها اعمال نمود.

### ۱۵-۶-۲ روش طراحی

۱۵-۶-۲-۱ سیستم دالها و تیرهای بین تکیه‌گاه‌ها در صورت وجود و ستونها یا دیوارها، بر اساس فرض‌های مندرج در بندهای ۱۵-۶-۳ تا ۱۵-۶-۶ به صورت قابهای معادل تحت اثر بارهای قائم تحلیل می‌شوند.

۱۵-۶-۲-۲ لنگرهای خمشی به دست آمده از تحلیل قاب معادل، مطابق بند ۱۵-۶-۹ بین تیرها و دالها تقسیم می‌شوند.

**۱۵-۶-۲-۳** طراحی دالها و تیرها برای خمش و برش بر اساس مقادیر به دست آمده در بند ۱۵-۶-۲-۲ صورت می‌گیرد.

### ۱۵-۶-۳ قاب معادل

**۱۵-۶-۳-۱** هر سازه متشکل از تعدادی قاب معادل عمود بر هم در امتداد ردیفهای ستونها یا دیوارها، در امتدادهای طولی و عرضی ساختمان در نظر گرفته می‌شود.

**۱۵-۶-۳-۲** هر قاب از ستونها یا دیوارهای موجود در یک ردیف و نوار پوششی شامل تیرهای موجودِ بین ستونها و دیوارها و قسمتی از عرض دالهای طرفین تیر که به محورهای طولی گذرنده از وسط چشمه‌ها محدود است، تشکیل می‌شود.

**۱۵-۶-۳-۳** هر قاب برای بارهای وارده به نوار پوششی تحلیل می‌شود.

**۱۵-۶-۳-۴** اثر ناشی از سختی پیچشی نوارهایی که در امتداد عمود بر قاب معادل قرار دارند، بر روی سختی خمشی ستونها و دیوارهای تکیه‌گاهی در قاب معادل بادر نظر گرفتن قطعات پیچشی مطابق با بندهای ۱۵-۶-۵ و ۱۵-۶-۶ در محاسبات منظور می‌شود.

**۱۵-۶-۳-۵** در قابهای کناری، نوار پوششی مشتمل است بر تیرهای موجود بین ستونها یا دیوارها و قسمتی از عرض دال که به محور طولی گذرنده از وسط چشمه مجاور آن محدود می‌شود.

۱۵-۶-۳-۶ هر قاب معادل را می‌توان به صورت یک قاب کامل برای بارهای قائم ویا به صورت زیرقاب‌هایی متشکل از نوار پوششی هر طبقه همراه با ستونهای بالا وپایین آن طبقه، با در نظرگرفتن ضوابط بند ۱۰-۳-۹-۲ و ۱۰-۳-۹-۳ تحلیل کرد.

۱۵-۶-۳-۷ در مواردی که سر ستونهای فلزی برای ستونها به کار رود می‌توان اثر کمکی این قطعات را بر سختی قاب و نیز مقاومت خمشی و برشی قطعات، در نظرگرفت.

۱۵-۶-۳-۸ می‌توان از اثرهای ناشی از تغییر طول دالها تحت اثر بارهای محوری و نیز تغییر شکل ناشی از برش در تیرها صرف نظر کرد.

### ۱۵-۶-۴ ممان اینرسی قطعات در قاب معادل

۱۵-۶-۴-۱ ممان اینرسی مقاطع تمامی قطعات را در قاب معادل می‌توان بر اساس مقطع بتن ترک نخورده محاسبه کرد.

۱۵-۶-۴-۲ تغییرات ممان‌های اینرسی ناشی از تغییرات ابعاد در تیرها، دالها، و ستونها یا دیوارها باید در محاسبات منظور شوند.

### ۱۵-۶-۵ قطعات پیچشی

۱۵-۶-۵-۱ قطعات پیچشی، موضوع بند ۱۵-۶-۳-۴ ، با این فرض که طولی معادل عرض نوار پوششی داشته باشند و مقطع آنها از هیچیک از مقادیر زیر کوچکتر نباشند، در محاسبات منظور می‌شوند:

الف - قسمتی از دال دارای عرضی برابر با عرض ستون، سر ستون یا کتیبه درامتداد قاب معادل مورد نظر،

ب - برای سیستم تیر - دال قسمتی از دال که در بند الف گفته شده به اضافه جان تیرعمود بر قاب معادل مورد نظر در رو و زیر دال،

پ - تیر عمود بر قاب معادل مورد نظر مطابق با تعریف بند ۱۵-۲،

**۱۵-۶-۵-۲** ضریب سختی پیچشی مقطع، C ، با تقسیم مقطع قطعه به تعدادی مستطیل و با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$C = \frac{1}{3}\sum \left(1 - 0.63 \frac{x}{y}\right) x^3 y \qquad (۱۵-۳)$$

در این رابطه x و y به ترتیب عرض و طول هر مستطیل است. تقسیم مقطع قطعه باید طوری باشد که C بیشترین مقدار ممکن را به دست دهد.

**۱۵-۶-۵-۳** سختی پیچشی قطعه، $K_{ta}$ ، با استفاده از روابط زیر محاسبه می‌شود:

$$K_{ta} = \left(\frac{I_{sb}}{I_s}\right) K_t \qquad (۱۵-۴)$$

$$K_t = \sum \frac{9 E_{cs} C}{\ell_2 \left(1 - \frac{c_2}{\ell_2}\right)^3} \qquad (۱۵-۵)$$

$I_{sb}$ ممان اینرسی مجموعه تیر - دال در نوار پوششی و $I_s$ ممان اینرسی دال تنها دراین نوار، هر یک نسبت به میانتار خود، است پارامترهای $c_2$ و $\ell_2$ به دهانه‌های عمود بر قاب معادل و در طرفین آن مربوط می‌شوند.

### ۱۵-۶-۶ سختی خمشی ستونها در قاب معادل

**۱۵-۶-۶-۱** برای منظور کردن اثر قطعات پیچشی در هر گره از قاب معادل، می توان ستونی با سختی خمشی معادل $K_{ec}$ که از رابطه زیر به دست می‌آید، در نظرگرفت:

$$\frac{1}{K_{ec}} = \frac{1}{\sum K_c} + \frac{1}{K_{ta}} \qquad (۶-۱۵)$$

در این رابطه $\sum K_c$ مجموع سختی‌های خمشی ستونهای بالا و پایین است و $K_{ta}$ سختی پیچشی قطعه پیچشی است.

### ۱۵-۶-۷ بارگذاری متناوب

**۱۵-۶-۷-۱** چنانچه نحوه قرار گرفتن بارهای زنده کاملا روشن باشد، قاب باید برای این وضعیت بارگذاری تحلیل و طراحی شود.

**۱۵-۶-۷-۲** چنانچه نحوه قرار گرفتن بارهای زنده کاملا روشن نباشد ولی مقداربار زنده از سه چهارم بار مرده و هم از $5000\ (N/m^2)$ کمتر باشد، یا در صورتی که ماهیت بارهای زنده چنان باشد که تمام دهانه‌ها هم زمان بارگذاری شوند، قاب باید برای بار زنده نهایی همزمان روی تمام دهانه‌ها تحلیل و طراحی شوند.

**۱۵-۶-۷-۳** در صورتی که هیچیک از شرایط بندهای ۱۵-۶-۷-۱ و ۱۵-۶-۷-۲ برقرار نباشد، بارگذاری متناوب روی دهانه‌ها الزامی است. در این صورت برای تعیین حداکثر لنگر خمشی مثبت در یک دهانه باید آن دهانه و دهانه‌های مجاوربعدی را به طور یک درمیان با سه چهارم بار زنده نهایی بارگذاری کرد. همچنین برای تعیین حداکثر لنگر خمشی منفی روی یک تکیه‌گاه باید دهانه‌های مجاور آن تکیه‌گاه را با سه چهارم بار زنده نهایی بارگذاری کرد.

۱۵-۶-۷-۴ لنگرهای خمشی مورد استفاده در طراحی قطعات در هیچ حالت نبایدکمتر از لنگرهای خمشی ایجاد شده در قاب، تحت اثر بارهای زنده نهایی روی تمام دهانه‌ها باشند.

### ۱۵-۶-۸ لنگرهای خمشی در نوار پوششی

۱۵-۶-۸-۱ حداکثر لنگر خمشی منفی در تکیه‌گاه‌های میانی، در نوار پوششی و درنوارهای ستونی و میانی، برابر با لنگر خمشی در مقطع گذرنده از بر ستون است.فاصله محور ستون از این بر در هر حال نباید بزرگتر از $0.175\,\ell_1$ ، در نظر گرفته شود.

۱۵-۶-۸-۲ حداکثر لنگر خمشی منفی در تکیه‌گاه‌های خارجی که دارای سرستون یا کتیبه باشند، در دهانه عمود بر لبه دال، برابر با لنگر خمشی در مقطعی به فاصله نصف تصویر افقی سرستون یا کتیبه از بر ستون یا تکیه‌گاه است.

۱۵-۶-۸-۳ در صورتی که تکیه‌گاه دارای مقطعی به شکل دایره یا چندضلعی منظم باشد، برای آن می‌توان یک مقطع مربع شکل با همان مساحت منظور کرد، و برتکیه‌گاه را بر این مربع در نظر گرفت.

۱۵-۶-۸-۴ چنانچه سیستم دالی محدودیتهای قسمت ۱۵-۷-۱ را در مورد کاربردروش طراحی مستقیم داشته باشد، می‌توان مجموع قدر مطلق‌های لنگرهای خمشی مثبت و متوسط لنگرهای خمشی منفی در هر دهانه از قاب معادل را تا مقدار ارایه شده در رابطه ۱۵-۸ کاهش داد و مقادیر لنگرهای خمشی مثبت و منفی را به تناسب اصلاح کرد.

### ۱۵-۶-۹ تقسیم لنگرهای خمشی در نوار پوششی

**۱۵-۶-۹-۱** لنگرهای خمشی محاسباتی در نوار پوششی را می‌توان مطابق باضوابط بندهای ۱۵-۶-۹-۲ و ۱۵-۶-۹-۳ بین نوار ستونی و نوار میانی و سپس بین تیر و دال تقسیم کرد. این ضوابط در مورد دالهایی که در چهار سمت با تیرهای تکیه‌گاهی عملکرد یکپارچه دارند، در صورتی به کار برده می‌شوند که نسبت سختی‌های تیرها در دو امتداد عمود بر هم، در رابطه زیر صدق کند:

$$0.2 \leq \frac{\alpha_1 \ell_2^2}{\alpha_1 \ell_1^2} \leq 5 \qquad (۷-۱۵)$$

در این دالها چنانکه رابطه فوق صادق نباشد، برای تقسیم لنگرهای خمشی باید تحلیل دقیقتری انجام داد.

**۱۵-۶-۹-۲** لنگرهای خمشی در نوار پوششی بر اساس ضوابط زیر بین نوار ستونی و نوار میانی تقسیم می‌شوند:

الف- درصدهایی از لنگرهای خمشی نوار پوششی که به نوار ستونی مربوط می‌شوند در جدول ۱۵-۶-۹-۲ نشان داده شده اند. تفاضل این لنگرها و لنگرهای موجود در هر مقطع از نوار پوششی سهم نوار میانی است.

جدول ۱۵-۶-۹-۲ سهم نوار ستونی از لنگرهای خمشی نوار پوششی

| | | | $\ell_2 / \ell_1$ | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | 0.5 | 1 | 2 |
| درصد لنگر خمشی منفی در تکیه‌گاه‌های میانی | $a_1 \ell_2 / \ell_1 = 0$ | | 75 | 75 | 75 |
| | $a_1 \ell_2 / \ell_1 \geq 1$ | | 90 | 75 | 45 |
| درصد لنگر خمشی منفی در تکیه‌گاه‌های کناری | $a_1 \ell_2 / \ell_1 = 0$ | $\beta_t = 0$ | 100 | 100 | 100 |
| | | $\beta_t > 2.5$ | 75 | 75 | 75 |
| | $a_1 \ell_2 / \ell_1 \geq 1$ | $\beta_t = 0$ | 100 | 100 | 100 |
| | | $\beta_t > 2.5$ | 90 | 75 | 45 |
| درصد لنگر خمشی مثبت در وسط دهانه‌ها | $a_1 \ell_2 / \ell_1 = 0$ | | 60 | 60 | 60 |
| | $a_1 \ell_2 / \ell_1 \geq 1$ | | 90 | 75 | 45 |

برای مقادیر پارامترهایی که در بین اعداد مندرج در جدول قرار دارند می‌توان درونیابی خطی انجام داد.

ب - در مواردی که تکیه‌گاه‌ها از دیوارهایی تشکیل شوند که در طولی حداقل مساوی به سه چهارم عرض $\ell_2$ گسترده اند، لنگر خمشی منفی نوار پوششی در این تکیه‌گاه‌ها به صورت یکنواخت در طول $\ell_2$ تقسیم می‌شود.

پ - هر نوار میانی متعلق به یک چشمه باید برای مجموع لنگرهای خمشی منظورشده برای دو نیم دیوار آن طراحی شود.

ت - نوار میانی متعلق به دالهایی که در مجاورت تکیه‌گاه‌های دیواری و موازی باآنها قرار دارند باید برای لنگر خمشی معادل با دو برابر لنگر خمشی متعلق به نیم نوار میانی در نوار پوششی مجاور طراحی شوند.

**۱۵-۶-۹-۳** لنگرهای خمشی در نوار ستونی بر اساس ضوابط زیر بین تیر و دال تقسیم می‌شوند:

الف - چنانچه $\alpha_1 \ell_2/\ell_1$ ، حداقل مساوی با یک باشد، ۸۵ درصد از لنگر خمشی در نوارستونی متعلق به تیر است. در صورتی که $\alpha_1 \ell_2/\ell_1$ ، کوچکتر از یک باشد سهم تیر با درون یابی خطی بین ۸۵ درصد و صفر برای $\alpha_1 \ell_2/\ell_1$ به ترتیب برابر با یک و صفر به دست می‌آید.

ب - لنگر خمشی سهم دال در نوار ستونی برابر با تفاضل لنگر خمشی در این نوار ولنگر خمشی در تیر است.

پ - تیرها باید علاوه بر لنگرهای خمشی انتقال یافته از سیستم دال، لنگرهای خمشی ناشی از وزن خود، وزن دیوارهای متکی بر آنها، و بارهای متمرکز وارد برآنها را نیز تحمل کنند.

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

تلاش‌های برشی در دالها و در تیرها در سیستمهای تیر - دال باید طبق ضوابط بند ۱۵-۷-۸ تعیین شوند.

## ❑ ۱۵-۷ روش "مستقیم"

### ۱۵-۷-۱ گستره

**۱۵-۷-۱-۱** روش طراحی مستقیم را می‌توان در مورد سیستمهایی که دالهای آنها علاوه بر ضوابط بند ۱۵-۶-۱ محدودیتهای بندهای ۱۵-۷-۱-۲ تا ۱۵-۷-۱-۷ را هم داشته باشند به کار برد.

۱۵-۷-۱-۲ سیستم دال باید در هر امتداد حداقل سه دهانه پیوسته داشته باشد.

۱۵-۷-۱-۳ دالها باید مستطیلی شکل باشند و نسبت طول به عرض آنها، محور تا محور تکیه‌گاه‌ها، بزرگتر از ۲ نباشد.

۱۵-۷-۱-۴ دهانه‌های متوالی در هر امتداد نباید بیشتر از یک سوم دهانه بزرگتر بایکدیگر اختلاف طول داشته باشند.

۱۵-۷-۱-۵ برون محوری هیچیک از ستونها نسبت به صفحه قاب در هر امتدادنباید بیشتر از ده درصد طول دهانه عمود بر صفحه قاب در آن امتداد باشد.

۱۵-۷-۱-۶ بارهای قائم وارد بر سیستم دال باید به طور یکنواخت پخش شده باشند. بارهای زنده نباید بزرگتر از دو برابر بارهای مرده باشند.

۱۵-۷-۱-۷ در دالهایی که در چهار طرف روی تیرهایی تکیه دارند و با آنها یکپارچه هستند، نسبت سختی‌های تیرها در دو امتداد عمود بر هم باید در رابطه ۱۵-۷ صدق کند.

### ۱۵-۷-۲ روش طراحی

۱۵-۷-۲-۱ سازه مطابق آنچه در بند ۱۵-۶-۳ گفته شده است در هر امتداد به تعدادی قاب معادل تقسیم می‌شود.

**۱۵-۷-۲-۲** مجموع قدر مطلق‌های حداکثر لنگر خمشی مثبت و متوسط لنگرهای خمشی منفی تکیه‌گاه‌ها در هر دهانه از قاب معادل، که لنگر خمشی استاتیکی نامیده می‌شود، بر طبق بند ۱۵-۷-۳ تعیین می‌شود.

**۱۵-۷-۲-۳** لنگر خمشی استاتیکی به دست آمده در هر دهانه مطابق بند ۱۵-۷-۴ بین لنگرهای خمشی مثبت وسط دهانه و لنگرهای خمشی منفی تکیه‌گاه‌ها در نوارپوششی تقسیم می‌شود.

**۱۵-۷-۲-۴** لنگرهای خمشی مثبت و منفی نوار پوششی مطابق بند ۱۵-۶-۹ بین تیر و دالها تقسیم می‌شوند و طراحی تیر و دالها برای آن لنگرها خواهد بود.

**۱۵-۷-۲-۵** اثر بارگذاری متناوب در دهانه‌ها بر روی لنگرهای خمشی با استفاده از ضوابط بند ۱۵-۷-۶ تعیین می‌شوند.

**۱۵-۷-۲-۶** لنگرهای خمی در ستونها و دیوارهای تکیه‌گاهی با استفاده ازضوابط بند ۱۵-۷-۷ تعیین می‌شوند.

**۱۵-۷-۲-۷** تلاش‌های برشی در تیرها و دالها با استفاده از ضوابط بند ۱۵-۷-۷ تعیین می‌شوند.

### ۱۵-۷-۳ لنگر خمشی استاتیکی در هر دهانه

**۱۵-۷-۳-۱** در یک سیستم دال مجموع قدر مطلق‌های لنگر خمشی مثبت وسط دهانه و متوسط لنگرهای خمشی منفی تکیه‌گاه‌ها در هر دهانه از یک نوار پوششی برابر با لنگر خمشی استاتیکی آن نوار در آن دهانه است و از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$M_o = \frac{w_u \ell_2 \ell_{ln}^2}{8} \qquad (۸-۱۵)$$

**۱۵-۷-۳-۲** طول آزاد دهانه $\ell_{ln}$ در رابطه ۱۵-۸ فاصله برتابر داخلی ستونها، سرستونها، کتیبه‌ها یا دیوارهای تکیه‌گاهی است. مقدار $\ell_{ln}$ در هر حال نباید کوچکتر از $0.85\,\ell_1$ در محاسبات منظور شود. در صورتیکه تکیه‌گاه‌ها دارای مقطعی به شکل دایره یا چند ضلعی منظم باشند، برای آنها می‌توان یک مقطع مربع شکل با همان مساحت منظور کرد و $\ell_{ln}$ را تا بر این مقطع فرضی در نظر گرفت.

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

**۱۵-۷-۴-۱** در هر دهانه میانی از یک نوار پوششی، لنگر خمشی استاتیکی، حاصل از بند ۱۵-۷-۳ ، بشرح زیر بین لنگر خمشی مثبت وسط دهانه و لنگرهای خمشی منفی تکیه‌گاه‌ها تقسیم می‌شود:

الف - لنگر خمشی منفی هر تکیه‌گاه $0.65\ M_o$

ب - لنگر خمشی مثبت وسط دهانه $0.35\ M_o$

**۱۵-۷-۴-۲** در هر دهانه کناری از یک نوار پوششی، لنگر خمشی استاتیکی، حاصل از بند ۱۵-۷-۳ بشرح جدول شماره ۱۵-۷-۴-۲ بین لنگر خمشی مثبت وسط دهانه و لنگرهای خمشی منفی تکیه‌گاه‌ها تقسیم می‌شود:

جدول ۱۵-۷-۴-۲ تقسیم لنگر خمشی استاتیکی در دهانه کناری

| لنگر خمشی | شرایط تکیه‌گاهی | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | تکیه‌گاه کناری | | دال با تیر | دال تخت | |
| | ساده | کاملاً گیردار | یکپارچه | با تیر لبه | بدون تیر لبه |
| منفی در تکیه‌گاه میانی | ۰/۷۵ | ۰/۶۵ | ۰/۷۰ | ۰/۷۰ | ۰/۷۰ |
| مثبت در وسط دهانه | ۰/۶۳ | ۰/۳۵ | ۰/۵۷ | ۰/۵۰ | ۰/۵۲ |
| منفی در تکیه‌گاه کناری | ۰ | ۰/۶۵ | ۰/۱۶ | ۰/۳۰ | ۰/۲۶ |

۱۵-۷-۴-۳ لنگرهای خمشی منفی بندهای ۱۵-۷-۴-۱ و ۱۵-۷-۴-۲ مطابق با تعریف بند ۱۵-۷-۳-۲ لنگرهای خمشی در بر تکیه‌گاه‌ها محسوب می‌شوند.

۱۵-۷-۴-۴ مقاطع مجاور تکیه‌گاه‌های میانی باید برای بزرگترین لنگر خمشی موجود در دو سمت تکیه‌گاه طراحی شوند.

۱۵-۷-۴-۵ تیرهای لبه یا لبه‌های دال باید برای لنگر پیچشی برابر با لنگر خمشی منفی سهم دال در تکیه‌گاه کناری طراحی شوند.

۱۵-۷-۴-۶ در تکیه‌گاه کناری، لنگر خمشی انتقالی از سیستم دال به ستون،موضوع بند ۱۵-۴-۳ ، لنگر خمشی مقاوم نوار ستونی در نظر گرفته می‌شوند. این لنگر خمشی فقط در محاسبات مربوط به برش در دال منظور می‌شود.

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

**۱۵-۷-۵-۱** باز پخش لنگرهای خمشی بر اساس آنچه که در فصل دهم گفته شده است، در مورد سیستمهای دالهایی که با روش مستقیم طراحی می‌شوند، معتبرنیست. اما لنگرهای خمشی مثبت و منفی در یک دهانه را می‌توان تا حد ده درصد کم یا زیاد کرد مشروط بر آنکه تأثیر متقابل آن در سایر لنگرهای خمشی در نظر گرفته شود.

### ۱۵-۷-۶ لنگر خمشی در ستونها و دیوارها

**۱۵-۷-۶-۱** ستونها و دیوارهایی که تکیه‌گاه خارجی قاب معادل را تشکیل می‌دهند باید برای لنگر خمشی نوار پوششی در این تکیه‌گاه حاصل از بند ۱۵-۷-۴-۲ طراحی شوند. این لنگرها به نسبت سختی‌های خمشی ستونها یادیوارها در بالا و پایین طبقه تقسیم می‌شوند.

**۱۵-۷-۶-۲** ستونها و دیوارهایی که تکیه‌گاه داخلی قاب معادل را تشکیل می‌دهندباید برای لنگر خمشی حاصل از رابطه زیر طراحی شوند. این لنگر به نسبت سختی‌های خمشی ستونها یا دیوارها در بالا و پایین طبقه تقسیم می‌شوند:

$$M_u = 0.07\left[(w_d + 0.5w_L)\,\ell_2\,\ell_{ln}^2 - w_d\,\ell_2'\,\ell'^2_{ln}\right] \qquad (۹-۱۵)$$

در این رابطه $\ell_2', \ell_{ln}', \ell'^2_{ln}$ به دهانه کوتاهتر مربوط می‌شوند.

### ۱۵-۷-۷ تلاش برشی در سیستمهای تیر - دال

**۱۵-۷-۷-۱** تیرهایی که در آنها $\alpha_1 \ell_2/\ell_1$ حداقل مساوی با یک باشد باید برای برش ناشی از باری طراحی شوند که در محدوده خطوط مورب ۴۵ درجه رسم شده ازگوشه‌های دالهای طرفین تیر و محورهای چشمه‌های طرفین به دالها وارد می‌شود، به عبارت ساده تر همان باری که از توزیع ذوزنقه - مثلثی حاصل می‌شود.

۱۵-۷-۷-۲ تیرهایی که در آنها $\alpha_1 \ell_2/\ell_1$ کوچکتر از یک است باید برای برش ناشی از باری طراحی شوند که با استفاده از درونیابی خطی بین مقدار گفته شده در بند ۱۵-۷-۷-۱ برای $\alpha_1 \ell_2/\ell_1$ برابر با یک‌و مقدارصفر برای $\alpha_1$ برابر باصفر به دست می‌آید.

۱۵-۷-۷-۳ در طراحی تیرها باید علاوه بر برش منتقل شده از دالها، برش ناشی از بارهایی را که مستقیماً روی آنها وارد شوند هم منظور گردد.

۱۵-۷-۷-۴ مقاومت برشی دال در طول مرز مشترک با تیر باید چنان باشد که دال بتواند برش منتقل شده از دال به تیر، موضوع بندهای ۱۵-۷-۷-۱ و ۱۵-۷-۷-۲ را، تحمل کند.

۱۵-۷-۷-۵ مقاومت برشی دال مطابق فصل دوازدهم تعیین می‌شود.

## ❑ ۱۵-۸ روش ضرایب لنگر خمشی

### ۱۵-۸-۱ گستره

۱۵-۸-۱-۱ روش ضرایب لنگر خمشی را در مورد دالهای مستطیلی شکلی که محدودیتهای بندهای ۱۵-۸-۱-۲ تا ۱۵-۸-۱-۵ داشته باشند می‌توان به کار برد.

۱۵-۸-۱-۲ دال در چهار طرف روی تیرها یا دیوارهایی تکیه داشته باشد.

۱۵-۸-۱-۳ ابعاد تیرهای زیر سری دال چنان باشند که رابطه زیر برقرار باشد:

$$\frac{b_w h^3 b}{\ell_n h^3 b} \geq 2 \qquad (۱۰-۱۵)$$

**۱۵-۸-۱-۴** نسبت طول آزاد به عرض آزاد دال، کوچکتر از ۲ یا مساوی با آن باشد.

**۱۵-۸-۱-۵** بارهای وارد به دال تنها بارهای قائم بوده و بطور یکنواخت پخش شده باشند.

### ۱۵-۸-۲ روش طراحی

**۱۵-۸-۲-۱** هر دال را باید با توجه به شرایط انتهایی در تکیه‌گاه‌ها بصورت مجزا در نظر گرفت و در هر امتداد به نوارهایی با مشخصات زیر تقسیم کرد:

الف- نوار میانی با عرض برابر با نصف عرض دال، در نیمه وسط دال.

ب- نوارهای کناری هر یک با عرضی برابر با یک چهارم عرض دال، در طرفین نوار میانی.

**۱۵-۸-۲-۲** تغییرات لنگرهای خمشی مثبت و منفی در عرض نوار میانی یکنواخت در نظر گرفته می‌شود.

**۱۵-۸-۲-۳** تغییرات لنگرهای خمشی مثبت و منفی در عرض هر یک از نوارهای کناری غیر یکنواخت ولی بصورت خطی در نظر گرفته می‌شود. این لنگرهای در مرز مشترک با نوار میانی برابر با مقادیر مربوط در نوار میانی و در مرز خارجی برابر با یک سوم این مقادیر منظور می‌شوند.

**۱۵-۸-۲-۴** مقادیر حداکثر لنگر خمشی مثبت وسط دهانه و لنگرهای خمشی منفی در بر تکیه‌گاه‌ها در واحد عرض نوار میانی بشرح زیر تعیین می‌شوند:

الف- لنگرهای خمشی منفی در بر تکیه‌گاه برای بارهای مرده و زنده با استفاده از ضرایب داده شده در جدول ۱۵-۸-۲-۴-الف و روابط زیر تعیین می‌شوند:

$$M^{-}_{A\,(D+L)} = C^{-}_{A} W_{(D+L)}\ \ell^{2}_{A} \qquad (۱۱-۱۵)$$

$$M^{-}_{B\,(D+L)} = C^{-}_{B} W_{(D+L)}\ \ell^{2}_{B} \qquad (۱۲-۱۵)$$

ب- لنگرهای خمشی مثبت وسط دهانه برای بارهای مرده با استفاده از ضرایب داده شده در جدول ۱۵-۸-۲-۴- ب و روابط زیر تعیین می‌شوند:

$$M^{+}_{AD} = C^{+}_{AD}\, W_{D}\ \ell^{2}_{A} \qquad (۱۳-۱۵)$$

$$M^{+}_{BD} = C^{+}_{BD}\, W_{D}\ \ell^{2}_{B} \qquad (۱۴-۱۵)$$

پ- لنگرهای خمشی مثبت وسط دهانه برای بارهای زنده با استفاده از ضرایب داده شده در جدول ۱۵-۸-۲-۴- ب و روابط زیر تعیین می‌شوند:

$$M^{+}_{AL} = C^{+}_{AL}\, W_{L}\ \ell^{2}_{A} \qquad (۱۵-۱۵)$$

$$M^{+}_{BL} = C^{+}_{BL}\, W_{L}\ \ell^{2}_{B} \qquad (۱۶-۱۵)$$

**۱۵-۸-۲-۵** در مواردی که لنگر خمشی در یک طرف تکیه‌گاه دو دال کمتر از ۸۰ درصد این لنگر در طرف دیگر تکیه‌گاه باشد، اختلاف لنگرها باید به نسبت سختی‌های خمشی دو دال بین آنها تقسیم شود.

**۱۵-۸-۲-۶** در صورتیکه که دالی در طرف دیگر تکیه‌گاهی ادامه نداشته باشد، باید آن را در هر نوار برای لنگر خمشی منفی معادل سه چهارم لنگر خمشی مثبت وسط دهانه در همان نوار طرح کرد.

### ۱۵-۸-۳ ضخامت دال

۱۵-۸-۳-۱ در این روش ضخامت دال در هیچ حالت نباید کمتر از مقادیر زیر در نظر گرفته شود:

الف- در دالهایی که در یک سمت یا بیشتر غیر پیوسته هستند، محیط دال مستقیم بر ۱۴۰

ب- در دالهایی که در چهار سمت پیوسته هستند، محیط دال تقسیم بر ۱۶۰

پ- ۱۰۰ میلیمتر

### ۱۵-۸-۴ تلاش برشی در تیر و دال

۱۵-۸-۴-۱ تیرها باید برای برش ناشی از بارهایی طرح شوند که در محدوده خطوط مورب ۴۵ درجه رسم شده از گوشه‌های دالهای طرفین تیر و محورهای چشمه‌های طرفین به دالها وارد می‌شوند، یعنی باری که از توزیع ذوزنقه‌ای مثلثی به دست می‌آید.

۱۵-۸-۴-۲ در طراحی تیرها علاوه بر برش منتقل شده از دالها، باید برشی ناشی از بارهایی را که مستقیماً روی آنها وارد می‌شوند هم منظور کرد.

۱۵-۸-۴-۳ مقاومت برشی دال در طول مرز مشترک با تیر باید چنان باشد که دال بتواند برش منتقل شده از دال، موضوع بند ۱۵-۸-۴-۱ را، تحمل کند. فرض می‌شود این برش بطور یکنواخت در طول تکیه‌گاه‌های دال تقسیم شود.

۱۵-۸-۴-۴ تلاش برشی در دالها و بارهای روی تیرها را می‌توان با کمک ضرایب جدول شماره ۱۵-۸-۴-۴ به دست آورد. در این جدول نسبت‌های تقسیم بار یکنواخت وارد به

دال که در دو جهت A و B منتقل می‌شوند، داده شده است. فرض می‌شود این برشها بطور یکنواخت در طول تکیه‌گاه‌های دال تقسیم می‌شوند.

۱۵-۸-۴-۵ مقاومت برشی دال بر طبق ضوابط فصل دوازدهم تعیین می‌شود.

### ۱۵-۸-۵ لنگرهای خمشی در تیرها

۱۵-۸-۵-۱ لنگر خمشی تیرها یا بر اساس بارهای منتقل شده به آنها از دالها، مطابق بند ۱۵-۸-۴-۱ ، یا بر اساس بار یکنواخت معادلی برابر با مقادیر زیر محاسبه می‌شود.

الف- برای تیرهای تکیه‌گاه ضلع کوتاه دال:

$$\frac{w_u \ell_A}{3} \qquad (۱۵-۱۷)$$

ب- برای تیرهای تکیه‌گاه ضلع بلند دال:

$$(\frac{w_u \ell_A}{3})(\frac{3-m^2}{2}) \qquad (۱۵-۱۸)$$

در این روابط $\ell_A$ ضلع کوتاه دال و m نسبت ضلع کوتاه به ضلع بلند دال است.

## ۱۵-۹ روش پلاستیک

### ۱۵-۹-۱ گستره

۱۵-۹-۱-۱ روش طراحی پلاستیک دالها را می‌توان در مورد تمامی دالها، صرفنظر از شکل هندسی و شرایط مرزی آنها، تحت اثر بارهای قائم در حالت حدی نهایی مقاومت به کار برد.

۱۵-۹-۱-۲ در صورت استفاده از این روش طراحی باید نسبت به مقاومت برشی دال در حالت حدی نهایی مقاومت مطابق فصل دوازدهم اطمینان حاصل نمود.

۱۵-۹-۱-۳ در صورت استفاده از این روش طراحی باید نسبت به عملکرد مطلوب دال در حالات حدی بهره‌برداری، تغییر شکلها و ترک‌خوردگیها، بر طبق ضوابط فصل چهاردهم اطمینان حاصل نمود.

## ۱۵-۹-۲ ضوابط کلی طراحی

۱۵-۹-۲-۱ طراحی پلاستیک را می‌توان به روشهای زیر انجام داد:

الف- روش نوارها یا روش استاتیکی که راه حل "حد تحتانی" نامیده می‌شود.

ب- روش لولاهای گسیختگی یا روش سینماتیکی که راه حل "حد فوقانی" نامیده می‌شود.

۱۵-۹-۲-۲ آرماتورگذاری در دال باید چنان صورت گیرد که نسبت به تکافوی ظرفیت دورانی مقاطع دال اطمینان حاصل گردد. برای این منظور کافی است نسبت آرماتور کششی در هر امتداد از نصف نسبت مربوط به مقطع متعادل، $0.5\ \rho_b$ کمتر در نظر گرفته شود.

۱۵-۹-۲-۳ نسبت لنگرهای خمشی در روی تکیه‌گاه‌های پیوسته به لنگرهای خمشی وسط دهانه مربوط نباید کمتر از ۰/۵ و بیشتر از ۲ اختیار شود.

۱۵-۹-۲-۴ در مواردی که روش طراحی نواری به کار برده می‌شود، بهتر است تابع توزیع لنگرهای خمشی تا حد امکان مطابق با آنچه در تحلیل خطی دال به دست می‌آید،

پیش‌بینی شود. تعیین آرماتور لازم در دال می‌تواند بر اساس تغییر پلاستیکی این توزیع و با تامین شرایط تعادل صورت گیرد.

**۱۵-۹-۲-۵** در مواردی که روش طراحی لولاهای گسیختگی به کار برده می‌شود، باید مکانیزم‌های گسیختگی محتمل متفاوتی برای دال در نظر گرفته شود و اطمینان حاصل گردد که بار نهایی تعیین شده برای دال حداقل مقدار ممکن می‌باشد.

جدول ۱۵-۸-۲-۴-الف ضرایب لنگرهای منفی

| $m=\frac{\ell_A}{\ell_B}$ | ضریب | حالت ۱ | حالت ۲ | حالت ۳ | حالت ٤ | حالت ٥ | حالت ٦ | حالت ۷ | حالت ۸ | حالت ۹ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | A B | | | | | | | | |
| ۱٫۰۰ | $C^-_A$ | – | ۰٫۰٤٥ | – | ۰٫۰٥۰ | ۰٫۰۷٥ | ۰٫۰۷۱ | – | ۰٫۰۳۳ | ۰٫۰٦۱ |
| | $C^-_B$ | – | ۰٫۰٤٥ | ۰٫۰۷٦ | ۰٫۰٥۰ | – | – | ۰٫۰۷۱ | ۰٫۰٦۱ | ۰٫۰۳۳ |
| ۰٫۹٥ | $C^-_A$ | – | ۰٫۰٥۰ | – | ۰٫۰٥٥ | ۰٫۰۷۹ | ۰٫۰۷٥ | – | ۰٫۰۳۸ | ۰٫۰٦٥ |
| | $C^-_B$ | – | ۰٫۰٤۱ | ۰٫۰۷۲ | ۰٫۰٤٥ | – | – | ۰٫۰٦۷ | ۰٫۰٥٦ | ۰٫۰۲۹ |
| ۰٫۹ | $C^-_A$ | – | ۰٫۰٥٥ | – | ۰٫۰٦۰ | ۰٫۰۸۰ | ۰٫۰۷۹ | – | ۰٫۰٤۳ | ۰٫۰٦۸ |
| | $C^-_B$ | – | ۰٫۰۳٦ | ۰٫۰۷۰ | ۰٫۰٤۰ | – | – | ۰٫۰٦۲ | ۰٫۰٥۲ | ۰٫۰۲٥ |
| ۰٫۸٥ | $C^-_A$ | – | ۰٫۰٦۰ | – | ۰٫۰٦٦ | ۰٫۰۸۲ | ۰٫۰۸۳ | – | ۰٫۰٤۹ | ۰٫۰۷۲ |
| | $C^-_B$ | – | ۰٫۰۳۱ | ۰٫۰٦٥ | ۰٫۰۳٤ | – | – | ۰٫۰٥۷ | ۰٫۰٤٦ | ۰٫۰۲۱ |
| ۰٫۸ | $C^-_A$ | – | ۰٫۰٦٥ | – | ۰٫۰۷۱ | ۰٫۰۸٤ | ۰٫۰۸٦ | – | ۰٫۰٥٥ | ۰٫۰۷٥ |
| | $C^-_B$ | – | ۰٫۰۲٦ | ۰٫۰٦۱ | ۰٫۰۲۹ | – | – | ۰٫۰٥۱ | ۰٫۰٤۱ | ۰٫۰۱۷ |
| ۰٫۷٥ | $C^-_A$ | – | ۰٫۰٦۹ | – | ۰٫۰۷٦ | ۰٫۰۸٥ | ۰٫۰۸۸ | – | ۰٫۰٦۱ | ۰٫۰۷۸ |
| | $C^-_B$ | – | ۰٫۰۲۲ | ۰٫۰٥٦ | ۰٫۰۲٤ | – | – | ۰٫۰٤٤ | ۰٫۰۳٦ | ۰٫۰۱٤ |
| ۰٫۷۰ | $C^-_A$ | – | ۰٫۰۷٤ | – | ۰٫۰۸۱ | ۰٫۰۸٦ | ۰٫۰۹۱ | – | ۰٫۰٦۸ | ۰٫۰۸۱ |
| | $C^-_B$ | – | ۰٫۰۱۷ | ۰٫۰٥۰ | ۰٫۰۱۹ | – | – | ۰٫۰۳۸ | ۰٫۰۲۹ | ۰٫۰۱۱ |
| ۰٫٦٥ | $C^-_A$ | – | ۰٫۰۷۷ | – | ۰٫۰۸٥ | ۰٫۰۸۷ | ۰٫۰۹۳ | – | ۰٫۰۷٤ | ۰٫۰۸۳ |
| | $C^-_B$ | – | ۰٫۰۱٤ | ۰٫۰٤۳ | ۰٫۰۱٥ | – | – | ۰٫۰۳۱ | ۰٫۰۲٥ | ۰٫۰۰۸ |
| ۰٫٦۰ | $C^-_A$ | – | ۰٫۰۸۱ | – | ۰٫۰۸۹ | ۰٫۰۸۸ | ۰٫۰۹٥ | – | ۰٫۰۸۰ | ۰٫۰۸٥ |
| | $C^-_B$ | – | ۰٫۰۱۰ | ۰٫۰۳٥ | ۰٫۰۱۱ | – | – | ۰٫۰۲٤ | ۰٫۰۱۸ | ۰٫۰۰٦ |
| ۰٫٥٥ | $C^-_A$ | – | ۰٫۰۸٤ | – | ۰٫۰۹۲ | ۰٫۰۸۹ | ۰٫۰۹٦ | – | ۰٫۰۸٥ | ۰٫۰۸٦ |
| | $C^-_B$ | – | ۰٫۰۰۷ | ۰٫۰۲۸ | ۰٫۰۰۸ | – | – | ۰٫۰۱۹ | ۰٫۰۱٤ | ۰٫۰۰٥ |
| ۰٫٥۰ | $C^-_A$ | – | ۰٫۰۸٦ | – | ۰٫۰۹٤ | ۰٫۰۹۰ | ۰٫۰۹۷ | – | ۰٫۰۸۹ | ۰٫۰۸۸ |
| | $C^-_B$ | – | ۰٫۰۰٦ | ۰٫۰۲۲ | ۰٫۰۰٦ | – | – | ۰٫۰۱٤ | ۰٫۰۱۰ | ۰٫۰۰۳ |

## جدول ۱۵-۸-۲-۴-ب ضرایب لنگرهای مثبت

| $m=\frac{\ell_A}{\ell_B}$ | ضریب | حالت ۱ | حالت ۲ | حالت ۳ | حالت ٤ | حالت ٥ | حالت ٦ | حالت ۷ | حالت ۸ | حالت ۹ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | E | | | | | | | | |
| ۱٫۰۰ | $C^+_{AL}$ | ۰٫۰۳٦ | ۰٫۰۲۷ | ۰٫۰۲۷ | ۰٫۰۳۲ | ۰٫۰۳۲ | ۰٫۰۳٥ | ۰٫۰۳۲ | ۰٫۰۲۸ | ۰٫۰۳۰ |
| | $C^+_{AD}$ | ۰٫۰۳٦ | ۰٫۰۱۸ | ۰٫۰۱۸ | ۰٫۰۲۷ | ۰٫۰۲۷ | ۰٫۰۳۳ | ۰٫۰۲۷ | ۰٫۰۲۰ | ۰٫۰۲۳ |
| | $C^+_{BL}$ | ۰٫۰۳٦ | ۰٫۰۲۷ | ۰٫۰۳۲ | ۰٫۰۳۲ | ۰٫۰۲۷ | ۰٫۰۳۲ | ۰٫۰۳٥ | ۰٫۰۳۰ | ۰٫۰۲۸ |
| | $C^+_{BD}$ | ۰٫۰۳٦ | ۰٫۰۱۸ | ۰٫۰۲۷ | ۰٫۰۲۷ | ۰٫۰۱۸ | ۰٫۰۲۷ | ۰٫۰۳۳ | ۰٫۰۲۳ | ۰٫۰۲۰ |
| ۰٫۹٥ | $C^+_{AL}$ | ۰٫۰٤۰ | ۰٫۰۳۰ | ۰٫۰۳۱ | ۰٫۰۳٥ | ۰٫۰۳٤ | ۰٫۰۳۸ | ۰٫۰۳٦ | ۰٫۰۳۱ | ۰٫۰۳۲ |
| | $C^+_{AD}$ | ۰٫۰٤۰ | ۰٫۰۲۰ | ۰٫۰۲۱ | ۰٫۰۳۰ | ۰٫۰۲۸ | ۰٫۰۳٦ | ۰٫۰۳۱ | ۰٫۰۲۲ | ۰٫۰۲٤ |
| | $C^+_{BL}$ | ۰٫۰۳۳ | ۰٫۰۲٥ | ۰٫۰۲۹ | ۰٫۰۲۹ | ۰٫۰۲٤ | ۰٫۰۲۹ | ۰٫۰۳۲ | ۰٫۰۲۷ | ۰٫۰۲٥ |
| | $C^+_{BD}$ | ۰٫۰۳۳ | ۰٫۰۱٦ | ۰٫۰۲٥ | ۰٫۰۲٤ | ۰٫۰۱٥ | ۰٫۰۲٤ | ۰٫۰۳۱ | ۰٫۰۲۱ | ۰٫۰۱۷ |
| ۰٫۹ | $C^+_{AL}$ | ۰٫۰٤٥ | ۰٫۰۳٤ | ۰٫۰۳٥ | ۰٫۰۳۹ | ۰٫۰۳۷ | ۰٫۰٤۲ | ۰٫۰٤۰ | ۰٫۰۳٥ | ۰٫۰۳٦ |
| | $C^+_{AD}$ | ۰٫۰٤٥ | ۰٫۰۲۲ | ۰٫۰۲٥ | ۰٫۰۳۳ | ۰٫۰۲۹ | ۰٫۰۳۹ | ۰٫۰۳٥ | ۰٫۰۲٥ | ۰٫۰۲٦ |
| | $C^+_{BL}$ | ۰٫۰۲۹ | ۰٫۰۲۲ | ۰٫۰۲۷ | ۰٫۰۲٦ | ۰٫۰۲۱ | ۰٫۰۲٥ | ۰٫۰۲۹ | ۰٫۰۲٤ | ۰٫۰۲۲ |
| | $C^+_{BD}$ | ۰٫۰۲۹ | ۰٫۰۱٤ | ۰٫۰۲٤ | ۰٫۰۲۲ | ۰٫۰۱۳ | ۰٫۰۲۱ | ۰٫۰۲۸ | ۰٫۰۱۹ | ۰٫۰۱٥ |
| ۰٫۸٥ | $C^+_{AL}$ | ۰٫۰٥۰ | ۰٫۰۳۷ | ۰٫۰٤۰ | ۰٫۰٤۳ | ۰٫۰٤۱ | ۰٫۰٤٦ | ۰٫۰٤٥ | ۰٫۰٤۰ | ۰٫۰۳۹ |
| | $C^+_{AD}$ | ۰٫۰٥۰ | ۰٫۰۲٤ | ۰٫۰۲۹ | ۰٫۰۳٦ | ۰٫۰۳۱ | ۰٫۰٤۲ | ۰٫۰٤۰ | ۰٫۰۲۹ | ۰٫۰۲۸ |
| | $C^+_{BL}$ | ۰٫۰۲٦ | ۰٫۰۱۹ | ۰٫۰۲٤ | ۰٫۰۲۳ | ۰٫۰۱۹ | ۰٫۰۲۲ | ۰٫۰۲٦ | ۰٫۰۲۲ | ۰٫۰۲۰ |
| | $C^+_{BD}$ | ۰٫۰۲٦ | ۰٫۰۱۲ | ۰٫۰۲۳ | ۰٫۰۱۹ | ۰٫۰۱۱ | ۰٫۰۱۷ | ۰٫۰۲٥ | ۰٫۰۱۷ | ۰٫۰۱۳ |
| ۰٫۸ | $C^+_{AL}$ | ۰٫۰٥٥ | ۰٫۰٤۱ | ۰٫۰٤٥ | ۰٫۰٤۸ | ۰٫۰٤٤ | ۰٫۰٥۱ | ۰٫۰٥۱ | ۰٫۰٤٤ | ۰٫۰٤۲ |
| | $C^+_{AD}$ | ۰٫۰٥٥ | ۰٫۰۲٦ | ۰٫۰۳٤ | ۰٫۰۳۹ | ۰٫۰۳۲ | ۰٫۰٤٥ | ۰٫۰٤٥ | ۰٫۰۳۲ | ۰٫۰۲۹ |
| | $C^+_{BL}$ | ۰٫۰۲۳ | ۰٫۰۱۷ | ۰٫۰۲۲ | ۰٫۰۲۰ | ۰٫۰۱٦ | ۰٫۰۱۹ | ۰٫۰۲۳ | ۰٫۰۱۹ | ۰٫۰۱۷ |
| | $C^+_{BD}$ | ۰٫۰۲۳ | ۰٫۰۱۱ | ۰٫۰۲۰ | ۰٫۰۱٦ | ۰٫۰۰۹ | ۰٫۰۱٤ | ۰٫۰۲۲ | ۰٫۰۲٥ | ۰٫۰۱۰ |
| ۰٫۷٥ | $C^+_{AL}$ | ۰٫۰٦۱ | ۰٫۰٤٥ | ۰٫۰٥۱ | ۰٫۰٥۲ | ۰٫۰٤۷ | ۰٫۰٥٥ | ۰٫۰٥٦ | ۰٫۰٤۹ | ۰٫۰٤٦ |
| | $C^+_{AD}$ | ۰٫۰٦۱ | ۰٫۰۲۸ | ۰٫۰٤۰ | ۰٫۰٤۳ | ۰٫۰۳۳ | ۰٫۰٤۸ | ۰٫۰٥۱ | ۰٫۰۳٦ | ۰٫۰۳۱ |
| | $C^+_{BL}$ | ۰٫۰۱۹ | ۰٫۰۱٤ | ۰٫۰۱۹ | ۰٫۰۱٦ | ۰٫۰۱۳ | ۰٫۰۱٦ | ۰٫۰۲۰ | ۰٫۰۱٦ | ۰٫۰۱٤ |
| | $C^+_{BD}$ | ۰٫۰۱۹ | ۰٫۰۰۹ | ۰٫۰۱۸ | ۰٫۰۱۳ | ۰٫۰۰۷ | ۰٫۰۱۲ | ۰٫۰۲۰ | ۰٫۰۱۳ | ۰٫۰۰۷ |

ادامه جدول ۱۵-۸-۲-۴-ب ضرایب لنگرهای مثبت

| $m=\frac{\ell_A}{\ell_B}$ | ضریب | حالت ۱ | حالت ۲ | حالت ۳ | حالت ٤ | حالت ٥ | حالت ٦ | حالت ۷ | حالت ۸ | حالت ۹ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | B A | | | | | | | | |
| ۰٫۷۰ | $C^+_{AL}$ | ۰٫۰٦۸ | ۰٫۰٤۹ | ۰٫۰۵۷ | ۰٫۰۵۷ | ۰٫۰۵۱ | ۰٫۰٦۰ | ۰٫۰٦۳ | ۰٫۰۵٤ | ۰٫۰۵۰ |
| | $C^+_{AD}$ | ۰٫۰٦۸ | ۰٫۰۳۰ | ۰٫۰٤٦ | ۰٫۰٤٦ | ۰٫۰۳۵ | ۰٫۰۵۱ | ۰٫۰۵۸ | ۰٫۰٤۰ | ۰٫۰۳۳ |
| | $C^+_{BL}$ | ۰٫۰۱٦ | ۰٫۰۱۲ | ۰٫۰۱٦ | ۰٫۰۱٤ | ۰٫۰۱۱ | ۰٫۰۱۳ | ۰٫۰۱۷ | ۰٫۰۱٤ | ۰٫۰۱۲ |
| | $C^+_{BD}$ | ۰٫۰۱٦ | ۰٫۰۰۷ | ۰٫۰۱٦ | ۰٫۰۱۱ | ۰٫۰۰۵ | ۰٫۰۰۹ | ۰٫۰۱۷ | ۰٫۰۱۱ | ۰٫۰۰٦ |
| ۰٫٦۵ | $C^+_{AL}$ | ۰٫۰۷٤ | ۰٫۰۵۳ | ۰٫۰٦٤ | ۰٫۰٦۲ | ۰٫۰۵۵ | ۰٫۰٦٤ | ۰٫۰۷۰ | ۰٫۰۵۹ | ۰٫۰۵٤ |
| | $C^+_{AD}$ | ۰٫۰۷٤ | ۰٫۰۵۳ | ۰٫۰۵٤ | ۰٫۰۵۰ | ۰٫۰۳٦ | ۰٫۰۵۳ | ۰٫۰٦۵ | ۰٫۰٤٤ | ۰٫۰۳٤ |
| | $C^+_{BL}$ | ۰٫۰۱۳ | ۰٫۰۱۰ | ۰٫۰۱٤ | ۰٫۰۱۱ | ۰٫۰۰۹ | ۰٫۰۱۰ | ۰٫۰۱٤ | ۰٫۰۱۱ | ۰٫۰۰۹ |
| | $C^+_{BD}$ | ۰٫۰۱۳ | ۰٫۰۰٦ | ۰٫۰۱٤ | ۰٫۰۰۹ | ۰٫۰۰٤ | ۰٫۰۰۷ | ۰٫۰۱٤ | ۰٫۰۰۹ | ۰٫۰۰۵ |
| ۰٫٦۰ | $C^+_{AL}$ | ۰٫۰۸۱ | ۰٫۰۵۸ | ۰٫۰۷۲ | ۰٫۰٦۷ | ۰٫۰۵۹ | ۰٫۰٦۸ | ۰٫۰۷۷ | ۰٫۰٦۵ | ۰٫۰۵۹ |
| | $C^+_{AD}$ | ۰٫۰۸۱ | ۰٫۰۳٤ | ۰٫۰٦۲ | ۰٫۰۵۳ | ۰٫۰۳۷ | ۰٫۰۵٦ | ۰٫۰۷۳ | ۰٫۰٤۸ | ۰٫۰۳٦ |
| | $C^+_{BL}$ | ۰٫۰۱۰ | ۰٫۰۰۷ | ۰٫۰۱۱ | ۰٫۰۰۹ | ۰٫۰۰۷ | ۰٫۰۰۸ | ۰٫۰۱۱ | ۰٫۰۰۹ | ۰٫۰۰۷ |
| | $C^+_{BD}$ | ۰٫۰۱۰ | ۰٫۰۰٤ | ۰٫۰۱۱ | ۰٫۰۰۷ | ۰٫۰۰۳ | ۰٫۰۰٦ | ۰٫۰۱۲ | ۰٫۰۰۷ | ۰٫۰۰٤ |
| ۰٫۵۵ | $C^+_{AL}$ | ۰٫۰۸۸ | ۰٫۰٦۲ | ۰٫۰۸۰ | ۰٫۰۷۲ | ۰٫۰٦۳ | ۰٫۰۷۳ | ۰٫۰۸۵ | ۰٫۰۷۰ | ۰٫۰٦۳ |
| | $C^+_{AD}$ | ۰٫۰۸۸ | ۰٫۰۳۵ | ۰٫۰۷۱ | ۰٫۰۵٦ | ۰٫۰۳۸ | ۰٫۰۵۸ | ۰٫۰۸۱ | ۰٫۰۵۲ | ۰٫۰۳۷ |
| | $C^+_{BL}$ | ۰٫۰۰۸ | ۰٫۰۰٦ | ۰٫۰۰۹ | ۰٫۰۰۷ | ۰٫۰۰۵ | ۰٫۰۰٦ | ۰٫۰۰۹ | ۰٫۰۰۷ | ۰٫۰۰٦ |
| | $C^+_{BD}$ | ۰٫۰۰۸ | ۰٫۰۰۳ | ۰٫۰۰۹ | ۰٫۰۰۵ | ۰٫۰۰۲ | ۰٫۰۰٤ | ۰٫۰۰۹ | ۰٫۰۰۵ | ۰٫۰۰۳ |
| ۰٫۵۰ | $C^+_{AL}$ | ۰٫۰۹۵ | ۰٫۰٦٦ | ۰٫۰۸۸ | ۰٫۰۷۷ | ۰٫۰٦۷ | ۰٫۰۷۸ | ۰٫۰۹۲ | ۰٫۰۷٦ | ۰٫۰٦۷ |
| | $C^+_{AD}$ | ۰٫۰۹۵ | ۰٫۰۳۷ | ۰٫۰۸۰ | ۰٫۰۵۹ | ۰٫۰۳۹ | ۰٫۰٦۱ | ۰٫۰۸۹ | ۰٫۰۵٦ | ۰٫۰۳۸ |
| | $C^+_{BL}$ | ۰٫۰۰٦ | ۰٫۰۰٤ | ۰٫۰۰۷ | ۰٫۰۰۵ | ۰٫۰۰٤ | ۰٫۰۰۵ | ۰٫۰۰۷ | ۰٫۰۰۵ | ۰٫۰۰٤ |
| | $C^+_{BD}$ | ۰٫۰۰٦ | ۰٫۰۰۲ | ۰٫۰۰۷ | ۰٫۰۰٤ | ۰٫۰۰۱ | ۰٫۰۰۳ | ۰٫۰۰۷ | ۰٫۰۰٤ | ۰٫۰۰۲ |

جدول ۱۵-۸-۴-۴ نسبت تقسیم بار یکنواخت وارد به دال در امتدادهای $\ell_A$ و $\ell_B$

| $m = \frac{\ell_A}{\ell_B}$ | ضریب | حالت ۱ | حالت ۲ | حالت ۳ | حالت ٤ | حالت ٥ | حالت ٦ | حالت ۷ | حالت ۸ | حالت ۹ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ۱٫۰۰ | $W_A$ | ۰٫۵ | ۰٫۵ | ۰٫۱۷ | ۰٫۵ | ۰٫۸۳ | ۰٫۷۱ | ۰٫۲۹ | ۰٫۳۳ | ۰٫۶۷ |
| | $W_B$ | ۰٫۵ | ۰٫۵ | ۰٫۸۳ | ۰٫۵ | ۰٫۱۷ | ۰٫۲۹ | ۰٫۷۱ | ۰٫۶۷ | ۰٫۳۳ |
| ۰٫۹۵ | $W_A$ | ۰٫۵۵ | ۰٫۵۵ | ۰٫۲۰ | ۰٫۵۵ | ۰٫۸۶ | ۰٫۷۵ | ۰٫۳۳ | ۰٫۳۸ | ۰٫۷۱ |
| | $W_B$ | ۰٫٤۵ | ۰٫٤۵ | ۰٫۸۰ | ۰٫٤۵ | ۰٫۱٤ | ۰٫۲۵ | ۰٫۶۷ | ۰٫۶۲ | ۰٫۲۹ |
| ۰٫۹ | $W_A$ | ۰٫۶۰ | ۰٫۶۰ | ۰٫۲۳ | ۰٫۶۰ | ۰٫۸۸ | ۰٫۷۹ | ۰٫۳۸ | ۰٫٤۳ | ۰٫۷۵ |
| | $W_B$ | ۰٫٤۰ | ۰٫٤۰ | ۰٫۷۷ | ۰٫٤۰ | ۰٫۱۲ | ۰٫۲۱ | ۰٫۶۲ | ۰٫۵۷ | ۰٫۲۵ |
| ۰٫۸۵ | $W_A$ | ۰٫۶۶ | ۰٫۶۶ | ۰٫۲۸ | ۰٫۶۶ | ۰٫۹۰ | ۰٫۸۳ | ۰٫٤۳ | ۰٫٤۹ | ۰٫۷۹ |
| | $W_B$ | ۰٫۳٤ | ۰٫۳٤ | ۰٫۷۲ | ۰٫۳٤ | ۰٫۱۰ | ۰٫۱۷ | ۰٫۵۷ | ۰٫۵۱ | ۰٫۲۱ |
| ۰٫۸ | $W_A$ | ۰٫۷۱ | ۰٫۷۱ | ۰٫۳۳ | ۰٫۷۱ | ۰٫۹۲ | ۰٫۸۶ | ۰٫٤۹ | ۰٫۵۵ | ۰٫۸۳ |
| | $W_B$ | ۰٫۲۹ | ۰٫۲۹ | ۰٫۶۷ | ۰٫۲۹ | ۰٫۰۸ | ۰٫۱٤ | ۰٫۵۱ | ۰٫٤۵ | ۰٫۱۷ |
| ۰٫۷۵ | $W_A$ | ۰٫۷۶ | ۰٫۷۶ | ۰٫۳۹ | ۰٫۷۶ | ۰٫۹٤ | ۰٫۸۸ | ۰٫۵۶ | ۰٫۶۱ | ۰٫۸۶ |
| | $W_B$ | ۰٫۲٤ | ۰٫۲٤ | ۰٫۶۱ | ۰٫۲٤ | ۰٫۰۶ | ۰٫۱۲ | ۰٫٤٤ | ۰٫۳۹ | ۰٫۱٤ |
| ۰٫۷۰ | $W_A$ | ۰٫۸۱ | ۰٫۸۱ | ۰٫٤۵ | ۰٫۸۱ | ۰٫۹۵ | ۰٫۹۱ | ۰٫۶۲ | ۰٫۶۸ | ۰٫۸۹ |
| | $W_B$ | ۰٫۱۹ | ۰٫۱۹ | ۰٫۵۵ | ۰٫۱۹ | ۰٫۰۵ | ۰٫۰۹ | ۰٫۳۸ | ۰٫۳۲ | ۰٫۱۱ |
| ۰٫۶۵ | $W_A$ | ۰٫۸۵ | ۰٫۸۵ | ۰٫۵۳ | ۰٫۸۵ | ۰٫۹۶ | ۰٫۹۳ | ۰٫۶۹ | ۰٫۷٤ | ۰٫۹۲ |
| | $W_B$ | ۰٫۱۵ | ۰٫۱۵ | ۰٫٤۷ | ۰٫۱۵ | ۰٫۰٤ | ۰٫۰۷ | ۰٫۳۱ | ۰٫۲۶ | ۰٫۰۸ |
| ۰٫۶۰ | $W_A$ | ۰٫۸۹ | ۰٫۸۹ | ۰٫۶۱ | ۰٫۸۹ | ۰٫۹۷ | ۰٫۹۵ | ۰٫۷۶ | ۰٫۸۰ | ۰٫۹٤ |
| | $W_B$ | ۰٫۱۱ | ۰٫۱۱ | ۰٫۳۹ | ۰٫۱۱ | ۰٫۰۳ | ۰٫۰۵ | ۰٫۲٤ | ۰٫۲۰ | ۰٫۰۶ |
| ۰٫۵۵ | $W_A$ | ۰٫۹۲ | ۰٫۹۲ | ۰٫۶۹ | ۰٫۹۲ | ۰٫۹۸ | ۰٫۹۶ | ۰٫۸۱ | ۰٫۸۵ | ۰٫۹۵ |
| | $W_B$ | ۰٫۰۸ | ۰٫۰۸ | ۰٫۳۱ | ۰٫۰۸ | ۰٫۰۲ | ۰٫۰٤ | ۰٫۱۹ | ۰٫۱۵ | ۰٫۰۵ |
| ۰٫۵۰ | $W_A$ | ۰٫۹٤ | ۰٫۹٤ | ۰٫۷۶ | ۰٫۹٤ | ۰٫۹۹ | ۰٫۹۷ | ۰٫۸۶ | ۰٫۸۹ | ۰٫۹۷ |
| | $W_B$ | ۰٫۰۶ | ۰٫۰۶ | ۰٫۲٤ | ۰٫۰۶ | ۰٫۰۱ | ۰٫۰۳ | ۰٫۱٤ | ۰٫۱۱ | ۰٫۰۳ |

# فصل شانزدهم

# دیوارها

## ۱۶-۰ علائم اختصاری

$A_g$ = مساحت کل مقطع، میلیمتر مربع

$f_c$ = مقاومت فشاری مشخصه بتن، مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)

$h$ = ضخامت کل عضو، میلیمتر

$k$ = ضریب طول موثر

$\ell_c$ = فاصله قائم آزاد بین تکیه‌گاه‌ها، میلیمتر

$N_r$ = بار محوری محاسباتی نهایی دیوار، نیوتن

$\phi_c$ = ضریب جزیی ایمنی بتن

## ۱۶-۱ گستره

ضوابط این فصل باید برای طراحی دیوارهای بتن آرمه رعایت شوند.

## ۱۶-۲ تعاریف

**دیوار باربر**

دیوار باربر، دیواری است که بطور عمده زیر اثر بارهای قائم واقع در میانصفحه خود، توام با لنگر خمشی یا بدون آن، قرار می‌گیرد.

**دیوار برشی**

دیوار برشی، دیواری است که بطور عمده زیر اثر بارهای افقی واقع در میانصفحه خود قرار می‌گیرد و نقش عمده آن شرکت در انتقال نیروهای جانبی ناشی از زلزله یا اثر باد است.

**دیوار حائل**

دیوارحائل، دیواری است که‌بطور عمده‌زیراثربارهای‌عمود بر میانصفحه خود قرار می‌گیرد.

**دیوار پای بست**

دیوار پای‌بست، دیواری است با رفتاری مشابه تیرتیغه که در سیستم پی نقش انتقال یا توزیع بار را دارد و ارتباط بنا را با شالوده آن برقرار می‌کند.

## ۱۶-۳ ضوابط کلی طراحی

۱۶-۳-۱ دیوارها باید برای تمامی بارهایی که به آنها وارد می‌شوند، از جمله بارهای بابرون محوری و بارهای جانبی طراحی شوند.

۱۶-۳-۲ اعضای فشاری که بطور یکپارچه با دیوارها ساخته می‌شوند، باید بر اساس ضابطه بند ۱۱-۸-۲ طراحی شوند.

۱۶-۳-۳ برای تأمین پایداری دیوارها باید آنها را به قطعات متقاطع مجاور مانند کفها، بامها، ستونها، پشت‌بندهای‌دیواری، ستونهای‌دیواری، دیوارهای‌متقاطع یا شالوده‌ها مهار کرد.

۱۶-۳-۴ انتقال نیرو از پای‌دیوار به شالوده باید براساس ضابطه بند ۱۷-۶ صورت گیرد.

## ❑ ۱۶-۴ محدودیت آرماتورها

۱۶-۴-۱ در دیوارها آرماتورهای قائم و افقی نباید بترتیب کمتر از مقادیر مندرج در بندهای ۱۶-۴-۲ و۱۶-۴-۳ اختیار شوند. در دیوارهایی که زیر اثر نیروی برشی قرار می‌گیرند، رعایت حداقل آرماتور مطابق بند ۱۲-۱۶-۴ نیز الزامی است.

۱۶-۴-۲ حداقل نسبت مساحت مقطع آرماتور قائم به مساحت کل مقطع برای میلگردهای مختلف بشرح زیر است:

الف- برای میلگردهای آجدار با قطر ۱۶ میلیمتر و کمتر و با مقاومت مشخصه ۴۰۰ مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع) و بیشتر ۰/۰۰۱۲

ب- برای سایر میلگردهای آجدار ۰/۰۰۱۵

پ- برای شبکه‌های‌جوش‌شده، صاف یا آجدار، با قطر میله‌های۱۶ میلیمتریاکمتر ۰/۰۰۱۲

۱۶-۴-۳ حداقل نسبت مساحت مقطع آرماتور افقی به مساحت کل مقطع برای آرماتورهای مختلف بشرح زیر است:

الف- برای میلگردهای آجدار با قطر ۱۶ میلیمتر یا کمتر و با مقاومت

| | |
|---|---|
| مشخصه ۴۰۰ مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع) یا بیشتر | ۰/۰۰۲۰ |
| ب- برای سایر میلگردهای آجدار | ۰/۰۰۲۵ |
| پ- برای شبکه‌های جوش‌شده، صاف یا آجدار، با قطر ۱۶ میلیمتر یا کمتر | ۰/۰۰۲۰ |

**۱۶-۴-۴** نسبت مساحت آرماتور قائم و آرماتور افقی به مساحت کل مقطع نباید بیشتر از ۰/۰۴اختیار شود. محدودیت‌مقدار حداکثربایددر محل وصله‌های میلگردها نیز رعایت شود.

**۱۶-۴-۵** در دیوارهای با ضخامت بیشتر از ۲۵۰ میلیمتر، بجز دیوارهای زیرزمین و دیوارهای حایل، هر یک از آرماتورهای قائم و افقی باید در دو سفره به موازات سطوح دیوار، مطابق بندهای ۱۶-۴-۵-۱ یا ۱۶-۴-۵-۲ پیش‌بینی شوند.

**۱۶-۴-۵-۱** در دیوارهایی که یک رویه آنها در تماس با خاک یا هوای بیرون قرار دارد:

الف- یک شبکه آرماتور شامل حداقل نصف و حداکثر دو سوم کل آرماتور لازم برای هر امتداد باید در فاصله‌ای بیشتر از ۵۰ میلیمتر و کمتر از یک سوم ضخامت دیوار از رویه در تماس با خاک یا هوای بیرون قرار داده شود.

ب- یک شبکه آرماتور شامل باقیمانده آرماتور لازم برای هر امتداد باید در فاصله‌ای بیشتر از ۲۰ میلیمتر و کمتر از یک سوم ضخامت دیوار از رویه دیگر قرار داده شود. پوشش بتنی روی میلگردها باید ضوابط بند ۸-۲-۸ را نیز برآورده کند.

**۱۶-۴-۵-۲** در سایر دیوارها هر شبکه آرماتور شامل نصف آرماتور لازم در هر امتداد باید در فاصله‌ای بیشتر از ۲۰ میلیمتر و کمتر از یک سوم ضخامت دیوار از هر رویه قرار داده شود. پوشش بتنی روی میلگردها باید ضوابط بند ۸-۲-۸ را نیز برآورده کند.

**۱۶-۴-۶** فاصله میلگردهای قائم و میلگردهای افقی مجاور در هر شبکه نباید بیشتر از سه برابر ضخامت دیوار و ۳۵۰ میلیمتر باشد.

۱۶-۴-۷ در مواردی که مساحت مقطع کل آرماتور قائم از یک درصد مساحت کل مقطع کمتر است و یا در مواردی که بر اساس طراحی سازه آرماتور قائم بعنوان آرماتور فشاری مورد نیاز نیست، محصور کردن میلگردهای قائم یا خاموت الزامی نیست. برای مقادیر بیشتر میلگردهای قائم، آرماتوربندی دیوارها باید مشابه ستونها باشد.

۱۶-۴-۸ دور تا دور بازشوهای در و پنجره‌ها، باید حداقل دو میلگرد با قطر ۱۶ میلیمتر یا معادل آن قرار داده شود. این میلگردها باید از گوشه بازشو به داخل دیوار ادامه یافته بنحوی مناسب مهار شوند.

## ❑ ۱۶-۵ دیوارهای باربر

۱۶-۵-۱ در دیوارهای باربر کنترل مقاطع افقی در حالت حدی نهایی مقاومت باید مانند مقاطع تحت فشار و خمش انجام گیرد و ضوابط بندهای ۱۱-۲ تا ۱۱-۴ همراه با ضوابط فصل سیزدهم، مربوط به آثار لاغری، در مورد آنها رعایت شود.

۱۶-۵-۲ در دیوارهای با مقطع مربع مستطیل توپر که در آنها برون محوری بار در حالت حدی نهایی مقاومت کمتر از یک ششم ضخامت دیوار است، کنترل مقاطع دیوار را در حالت حدی نهایی مقاومت می‌توان بر اساس رابطه ۱۱-۲ انجام داد و مقاومت محاسباتی مقطع در برابر بار محوری، $N_r$ ، را با رابطه تجربی زیر محاسبه کرد:

$$N_r = 0.55\,\phi_c f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{k\ell_c}{32h}\right)^2\right] \qquad (۱-۱۶)$$

در این رابطه $k$ ضریب طول مؤثر دیوار است که بشرح زیر اختیار می‌شود:

الف- در دیوارهای مهار شده در مقابل حرکت جانبی در بالا و پایین که در آنها از چرخش در یک یا در هر دو انتها (بالا و پایین دیوار) جلوگیری به عمل آمده باشد: $k = 0.8$

ب- در دیوارهای مهار شده در مقابل حرکت جانبی در بالا و پایین که در آنها از چرخش در دو انتها (بالا و پایین دیوار) جلوگیری به عمل نیامده باشد: $k = 1$

پ- در دیوارهای مهار نشده در مقابل حرکت جانبی: $k = 2$

**۱۶-۵-۳** ضخامت دیوارهایی که بر اساس ضابطه بند ۱۶-۵-۲ طراحی می‌شوند، نباید کمتر از مقادیر زیر باشد:

الف- $\frac{۱}{۲۵}$ طول آزاد یا ارتفاع آزاد دیوار، هر کدام کوچکتر باشد، و ۱۵۰ میلیمتر

ب- در دیوارهای بیرونی زیر زمینها و سایر دیوارهایی که بطور مستقیم در تماس با خاک قرار دارند: ۲۰۰ میلیمتر

**۱۶-۵-۴** طول افقی دیوار که بعنوان ناحیه موثر برای هر یک از بارهای متمرکز قائم در نظر گرفته می‌شود، نباید از پهنای سطح اثر بار به اضافه دو برابر ضخامت دیوار در هر طرف سطح اثر و یا از فاصله مرکز بارهای متمرکز تجاوز کند. در صورت انجام طراحی دقیقتر، این طول را می‌توان تغییر داد.

## ❑ ۱۶-۶ دیوارهای برشی

**۱۶-۶-۱** طراحی دیوارهای برشی برای مقاومت در برابر برش باید بر اساس ضوابط بند ۱۶-۱۲ انجام گیرد.

**۱۶-۶-۲** طراحی دیوارهای برشی برای مقاومت در برابر لنگر خمشی و نیروی محوری باید بر اساس ضوابط فصل یازدهم انجام گیرد.

## ❑ ۱۶-۷ دیوارهای حائل

**۱۶-۷-۱** دیوارهای حائل باید بصورت اعضای خمشی بر طبق ضوابط فصل یازدهم و پانزدهم طراحی شوند.

## ❑ ۱۶-۸ دیوارهای پای بست

۱۶-۸-۱ طراحی خمشی و برشی دیوارهای پای بست باید بترتیب مطابق فصلهای یازدهم و دوازدهم انجام شود.

۱۶-۸-۲ قسمتی از دیوار پای بست که در بالای سطح زمین قرار دارد، باید ضوابط آرماتورگذاری بند ۱۶-۴ را نیز تأمین کند.

# فصل هفدهم

# شالوده‌ها

## ۱۷-۰ علائم اختصاری

| | | |
|---|---|---|
| $d$ | = | ارتفاع مؤثر مقطع، میلیمتر |
| $d_p$ | = | قطر شمع در محل اتصال به سرشمعی بتنی، میلیمتر |
| $\beta$ | = | نسبت طول به عرض شالوده |

## ❑ ۱۷-۱ گستره

۱۷-۱-۱ ضوابط این فصل باید برای طراحی شالوده‌های متکی بر زمین یا بر روی شمع و شمعهای بتنی رعایت شوند.

۱۷-۱-۲ طراحی شالوده‌ها و شمعها برای خمش و بارهای محوری و برش مشمول ضوابط فصول یازدهم و دوازدهم و ضوابط مربوط به کمانش و لاغری در فصل سیزدهم و پیوستگی بتن و آرماتور در فصل هیجدهم می‌شود. ضوابط این فصل مربوط به الزامات اضافی یا جایگزینی است که باید در مورد شالوده‌ها و شمعها رعایت شوند.

## ❑ ۱۷-۲ تعاریف

در این آئین نامه شالوده به قسمتی از سازه ساختمان اطلاق می‌شود که روی سطح فوقانی آن ستون یا دیوار قرار گرفته و سطح تحتانی آن مستقیماً روی زمین یا روی شمع تکیه دارد و بار سازه را گرفته به زمین منتقل می‌نماید. شالوده متکی بر روی شمع "سرشمعی" نامیده می‌شود.

### ۱۷-۲-۱ انواع شالوده‌ها

۱۷-۲-۱-۱ شالوده منفرد به شالوده‌ای اطلاق می‌شود که بار یک ستون یا دو ستون را در محل درز انبساط به زمین منتقل می‌نماید. شالوده منفرد می‌تواند به شکل مربع مستطیل، چند ضلعی منظم، دایره و یا هر شکل غیر منظم دیگری باشد و مقطع آن نیز می‌تواند به شکل مربع مستطیل، ذوزنقه و یا پلکانی باشد. شالوده‌های منفردی که نزدیک بهم باشند، می‌توانند به یکدیگر پیوسته و بصورت "شالوده مرکب" کار کنند.

۱۷-۲-۱-۲ شالوده نواری به شالوده یکسره‌ای اطلاق می‌شود که بار دیوار و یا چند ستون را، که در یک ردیف قرار دارند، به زمین منتقل می‌نماید. مقطع شالوده می‌تواند به شکل مربع مستطیل، ذوزنقه و یا پاشنه‌دار (T وارونه) باشد. در حالتی که شالوده نواری صرفاً" بار دیوار را به زمین منتقل کند شالوده "زیر دیوار" نامیده می‌شود.

۱۷-۲-۱-۳ شالوده گسترده به شالوده‌ای اطلاق می‌شود که بار چند ستون یا دیوار را که در ردیفها و امتدادهای مختلف قرار دارند، به زمین منتقل می‌نمایند. شالوده گسترده ممکن است به شکل دال، مجموعه تیر- دال و یا صندوقه‌ای ساخته شود.

۱۷-۲-۱-۴ شالوده باسکولی به مجموعه‌ای از دو شالوده منفرد اطلاق می‌شود که منتجه بارهای وارد بر یکی دارای برون محوری زیاد نسبت به مرکز شالوده بوده و شالوده‌ها با تیری صلب به یکدیگر مرتبط شده‌اند. این تیر صلب، که بخشی از بار یکی از شالوده‌ها را به دیگری منتقل می‌نماید، متکی بر خاک فرض نمی‌شوند.

### ۱۷-۲-۲ انواع شمعها

شمعها اجزای پی عمیق می‌باشند که بارهای سازه را به زمین منتقل می‌نمایند. شمعها ممکن است منفرد یا بصورت گروه شمع باشند.

۱۷-۲-۲-۱ شمع منفرد به شمعی اطلاق می‌شود که مستقیماً" بار یک ستون را دریافت نموده و به زمین منتقل نماید.

۱۷-۲-۲-۲ گروه شمعها به تعدادی شمع اطلاق می‌شود که بار خود را از یک یا چند ستون از طریق سرشمعی مشترک دریافت نمایند.

## ۱۷-۳ ضوابط کلی طراحی

۱۷-۳-۱ مساحت کف شالوده یا تعداد و ترتیب قرار گرفتن شمعها باید بر اساس تلاشهای نظیر بحرانی‌ترین ترکیب عاملهای بدون ضریب که از شالوده به خاک یا شمعها منتقل می‌شوند و با توجه به تنش مجاز خاک یا بارهای مجاز شمعها که بر اساس مطالعات مکانیک خاک بدست می‌آیند، تعیین شوند.

۱۷-۳-۲ ترکیبات بارگذاری عاملها که در بند ۱۷-۳-۱ مورد نظر می‌باشند تمامی ترکیبات عنوان شده در بند ۱۰-۵-۳ هستند که در آنها ضرائب جزیی ایمنی بارها باید برابر با یک منظور شوند.

۱۷-۳-۳ در مواردی که باد یا زلزله یکی از عاملهای ترکیب بار باشند، تنش مجاز خاک یا بار مجاز شمع را می‌توان حداکثر تا ۳۳ درصد افزایش داد.

۱۷-۳-۴ طراحی مقاطع شالوده‌ها و شمعها برای بارهای محوری، خمش، خمش و بارهای محوری، و برش باید در حالت حدی نهایی مقاومت و بر اساس ضوابط فصول یازدهم، دوازدهم و سیزدهم صورت گیرد.

۱۷-۳-۵ در شمعهایی که تمام طول آنها در لایه‌های خاک متراکم قرار دارد، بررسی کمانش ضروری نیست. اما در شمعهایی که تمام یا بخشی از طول آنها در خاک سست قرار گرفته و یا از خاک خارج باشد، بررسی کمانش با توجه به شرایط خاص تکیه‌گاهی ضروری است.

۱۷-۳-۶ کنترل پیوستگی بتن و آرماتور در مقاطع مختلف شالوده و سرشمعی و نحوه مهار میلگردها در آنها باید بر اساس ضوابط فصل هیجدهم صورت گیرد. مقاطع بحرانی که برای کنترل پیوستگی باید بررسی شوند، علاوه بر مقاطعی که در بند ۱۷-۴-۳-۲ برای خمش تعیین شده‌اند، شامل مقاطعی که در آنها ابعاد مقطع یا مقدار آرماتور تغییر می‌کند، نیز می‌شوند.

۱۷-۳-۷ در گروه شمعها میلگردهای طولی شمعها باید، با توجه به نوع اتصال انتخابی (گیردار یا مفصلی)، بنحوی مناسب در سرشمعی امتداد یافته و مهار شوند.

۱۷-۳-۸ ضخامت شالوده‌ها نباید کمتر از ۲۵۰ میلیمتر و ضخامت سرشمعی گروه شمعها نباید کمتر از ۴۰۰ میلیمتر اختیار شود.

## ❑ ۱۷-۴ ضوابط تعیین عاملها در شالوده‌ها

### ۱۷-۴-۱ کلیات

۱۷-۴-۱-۱ لنگرهای خمشی و تلاشهای برشی نهایی که در طراحی مقاطع مختلف شالوده مورد استفاده قرار می‌گیرند باید زیر اثر بارهای نهایی و واکنشهای متناظر با آنها و بر اساس اصول شناخته شده تحلیل سازه‌ها تعیین شوند.

۱۷-۴-۱-۲ در شالوده‌ها بجای استفاده از ضوابط بند ۱۷-۴-۱-۱، لنگرهای خمشی و تلاشهای برشی نهایی در مقاطع مختلف را می‌توان به صورت تقریبی از حاصلضرب مقادیر این عاملها زیراثر بارهای بدون ضریب در یک ضریب کلی ایمنی بارها به دست آورد. این ضریب کلی ایمنی را باید بنحوی مناسب از تقسیم بارهای نهایی به بارهای بهره‌برداری تعیین نمود.

۱۷-۴-۱-۳ در شالوده‌های گسترده، برای تعیین لنگرهای خمشی و تلاشهای برشی می‌توان از روش قاب معادل بر طبق ضوابط بند ۱۵-۶ استفاده نمود.

۱۷-۴-۱-۴ در شالوده‌های روی شمع، لنگرهای خمشی و تلاشهای برشی در مقاطع مختلف سرشمعی را می‌توان با این فرض که عکس العمل هر شمع به صورت متمرکز در مرکز آن شمع اثر می‌کند، تعیین نمود.

۱۷-۴-۱-۵ در شالوده‌هایی که زیر ستون یا ستون پایه‌های بتنی با مقاطع دایره یا چند ضلعی منظم قرار دارند، برای تعیین موقعیت مقاطع بحرانی در خمش و برش، می‌توان مقطع ستون یا ستون پایه را با یک مقطع مربع شکل با مساحتی برابر مساحت ستون یا ستون پایه جایگزین نمود.

۱۷-۴-۱-۶ شالوده‌های منفرد که به صورت شیبدار یا پلکانی ساخته می‌شوند باید چنان طراحی و اجرا شوند که عملکرد شالوده به صورت یکپارچه تأمین گردد.

### ۱۷-۴-۲ توزیع فشار خاک

۱۷-۴-۲-۱ توزیع فشار خاک در زیر شالوده‌ها باید با توجه به مشخصات خاک و نحوه تأثیر بارها روی شالوده و بر اساس اصول شناخته شده مکانیک خاک تعیین شود.

۱۷-۴-۲-۲ در شالوده‌های منفرد، در صورت عدم انجام تحلیل با جزییات دقیقتر، توزیع فشار خاک را می‌توان با فرض صلب بودن شالوده تعیین نمود.

۱۷-۴-۲-۳ در شالوده‌های منفرد، توزیع فشار خاک می‌تواند بنحوی باشد که در قسمتی از آن فشار روی خاک به صفر برسد، مشروط بر آنکه طول این قسمت در هیچ امتداد از یک چهارم بعد شالوده در آن امتداد تجاوز نکند.

۱۷-۴-۲-۴ در مواردی که نیروهای وارده بر شالوده کششی باشند باید با پیش بینی تدابیر مناسب ازجمله استفاده از شمع یا میل مهار مانع از بلند شدن شالوده از روی زمین شد. این تدابیر باید بنحوی باشند که ضریب ایمنی در مقابل نیروهای بلند کننده حداقل برابر با ۱/۵ باشد.

۱۷-۴-۲-۵ در شالوده‌های باسکولی تیر رابط بین شالوده‌ها باید به اندازه کافی صلب باشد تا بتواند مانع چرخش شالوده‌ای که زیراثر بار برون محور قرار دارد، بشود. در صورت عدم انجام تحلیل دقیقتر لنگر اینرسی مقطع این تیر باید حداقل برابر لنگر اینرسی مقطع شالوده زیر اثر بار برون محور در نظر گرفته شود. این تیر باید برای خمش و برش طراحی شود. در این حالت توزیع فشار خاک زیر شالوده‌ها را می‌توان یکنواخت در نظر گرفت.

### ۱۷-۴-۳ لنگر خمشی

۱۷-۴-۳-۱ لنگر خمشی مؤثر در هر مقطع شالوده باید با گذراندن یک صفحه قائم از سراسر شالوده و محاسبه لنگرهای خمشی حاصل از نیروها و فشارهای مؤثر بر تمام سطوح شالوده واقع در یک سمت این صفحه تعیین گردد.

۱۷-۴-۳-۲ مقطع بحرانی برای تعیین حداکثر لنگر خمشی در شالوده‌ها، در مجاورت ستونها و ستون پایه‌ها و دیوارها باید به شرح زیر در نظر گرفته شود:

الف- در بر ستون، ستون پایه و یا دیوار برای شالوده‌هایی که زیر ستون، ستون پایه یا دیوار بتنی قرار دارند.

ب- در وسط فاصله لبه دیوار تا محور دیوار، برای شالوده‌هایی که زیر دیوار با مصالح بنایی قرار دارند.

پ- در وسط فاصله بر ستون تا لبه صفحه فولادی کف ستون، برای شالوده‌هایی که زیر صفحه فلزی کف ستون قرار دارند.

۱۷-۴-۳-۳ در شالوده‌های منفرد و زیر دیوار، امکان ایجاد لنگر خمشی منفی و لزوم آرماتورگذاری در بالای مقطع شالوده باید کنترل شود.

**۱۷-۴-۴ تلاش برشی**

۱۷-۴-۴-۱ مقطع بحرانی برای محاسبات برش به فاصله d از محلهای تعیین شده زیر در نظر گرفته می‌شود :

الف- از بر ستون، ستون پایه و یا دیوار برای شالوده‌هایی که زیر ستون، ستون پایه یا دیوار قرار دارند.

ب- از وسط فاصله بر ستون تا لبه صفحه فولادی کف ستون، برای شالوده‌هایی که زیر صفحه فلزی کف ستون قرار دارند.

۱۷-۴-۴-۲ تلاش برشی در هر مقطع از سرشمعی باید بر اساس ضوابط زیر محاسبه شود:

الف- عکس العمل هر شمع که مرکز آن به فاصله $\frac{d_p}{2}$ یا بیشتر از مقطع مورد نظر و در خارج مقطع مزبور قرار دارند، در مقطع ایجاد برش می‌کند.

ب- عکس العمل هر شمع که مرکز آن به فاصله $\frac{d_p}{2}$ یا بیشتر از مقطع مورد نظر و در داخل مقطع مزبور قرار دارد، در مقطع ایجاد برش نمی‌کند.

پ- در حالات بینابینی آن قسمت از عکس‌العمل شمع که در مقطع مورد نظر ایجاد برش می‌کند، باید با درون یابی خطی بین مقدار کامل عکس العمل برای حالتی که مرکز شمع به فاصله $\frac{d_p}{2}$ و در خارج مقطع و مقدار صفر برای حالتی که مرکز شمع به فاصله $\frac{d_p}{2}$ و در داخل مقطع قرار دارد، محاسبه شود.

## ❑ ۱۷-۵ محدودیت آرماتورها

**۱۷-۵-۱** در شالوده‌های منفرد، گسترده و باسکولی (بجز تیر رابط) حداقل درصد آرماتور خمشی نباید کمتر از کل مقدار آرماتور حرارت و جمع شدگی مطابق بند ۸-۷ باشد. در مورد تیرهای رابط شالوده‌های باسکولی حداقل آرماتور باید بر اساس بند ۱۱-۵-۲-۱ اختیار شود.

**۱۷-۵-۲** در شالوده‌های نواری مقدار درصد آرماتور خمشی نباید کمتر از ۰/۱۵ اختیار شود مگر آنکه آرماتور بکار رفته حداقل به اندازه یک سوم بیشتر از مقدار آرماتور تعیین شده در محاسبات باشد. در حالت اخیر این درصد نمی‌تواند کمتر از ۰/۱ اختیار گردد. در این شالوده‌ها در هر حال رعایت ضابطه بند ۸-۷ در کل مقطع الزامی است.

۱۷-۵-۳ در شالوده‌ها قطر میلگردهـــا نباید کمتر از ۱۰ میلیمتر و فاصله محور تـا محـور آنها از یکدیگر، نباید کمتر از ۱۰۰ میلیمتر و بیشتر از ۳۵۰ میلیمتر در نظر گرفته شود.

۱۷-۵-۴ در شالوده‌های حجیمی که در آنها ابعـــاد و حجم بتن مستقـــل از نیازهـــای محاسباتی در نظر گرفته می‌شـــوند رعایت حداقـــل آرماتور خمشی مطابق بنـد ۱۷-۵-۱ ضرورتی ندارد. در این شالوده‌ها در صورتیکه کنترل ترکهای سطحی مورد نظر باشـد بـاید در آن سطوح یک شبکه میلگرد جلـدی مطـابق بنـد ۸-۷-۵ بـه کـار بـرد. حداکـثر فاصلـه میلگردهای جلدی ۳۵۰ میلیمتر است.

۱۷-۵-۵ در شالوده‌های منفرد در صورتی که عملکرد شالوده یکطرفه باشد و یا عملکـرد آن دو طرفه بوده و شکل آن مربع باشد، توزیـع میلگردهـا در سراسـر عـرض شـالوده بـاید بطور یکنواخت صورت گیرد. در غیر اینصورت توزیع میلگردها باید بصورت زیر باشد:

الف- میلگردهای طولی شالوده به طور یکنواخت در سراسر عرض شالوده توزیع می‌شوند.

ب- قسـمتی از میلگردهـای عرضـی شـالوده، کـه مقـدار آن از رابطـه ۱۷-۱ تعییـن می‌شـود، در نوار میـانی که عرض آن برابـر با بعد کوچکتـر سطح شالوده است و بطور متقارن نسبت به ستون یا ستون پایه قـرار دارد، بطـور یکنواخـت توزیـع می‌شـوند و بقیـه میلگردهای عرضی با رعایت بند ۱۷-۵-۳ در دو سمت نوار میـانی بطـور یکنواخـت قـرار داده می‌شوند.

$$\frac{\text{میلگردهای نوارمیانی در امتداد عرضی}}{\text{کل میلگردهای عرضی شالوده}} = \frac{2}{1+\beta} \qquad (۱-۱۷)$$

۱۷-۵-۶ حداقل و حداکثر درصد آرماتور طولـی شـمعها مشـابه سـتونها و بـا توجـه بـه ضوابط فصل یازدهم تعیین می‌شود.

۱۷-۵-۷ آرماتور عرضی شمعها به صورت تنگ یا مارپیچ در نظر گرفته می‌شود.

## ❑ ۱۷-۶ انتقال نیرو از پای ستون، دیوار، یا ستون پایه بتنی به شالوده

۱۷-۶-۱ نیروها و لنگرهای پای ستون، دیوار، یا ستون پایه باید با عملکرد اتکایی بتن و کشش یا فشار میلگردهای ادامه یافته طولی ستون، میلگردهای انتظار و یا اتصال دهنده‌های مکانیکی به شالوده یا ستون پایه منتقل شوند.

۱۷-۶-۲ تنش اتکایی بتن در سطح تماس عضو تکیه‌گاهی، شالوده، و عضو متکی بر آن نباید از مقاومت اتکایی نهایی بتن در هر یک از سطوح تماس، مطابق ضوابط بند ۱۱-۱۰ تجاوز کند.

۱۷-۶-۳ میلگردهای طولی ستون، میلگردهای انتظار، یا اتصال دهنده‌های مکانیکی بین عضو تکیه‌گاهی و عضو متکی بر آن باید برای انتقال نیروهای زیر کافی باشند و علاوه بر آن محدودیتهای بندهای ۱۷-۶-۶ و ۱۷-۶-۷ را تأمین کنند:

الف- آن قسمت از نیروی فشاری که از مقاومت اتکایی بتن بین دو عضو تجاوز کند.

ب- هر گونه نیروی کششی محاسبه شده در سطح تماس.

۱۷-۶-۴ برای انتقال لنگرهای خمشی به ستون پایه یا شالوده، میلگردها یا میلگردهای انتظار یا اتصال دهنده‌های مکانیکی باید ضوابط پیوستگی بتن و فولاد را، مطابق فصل هیجدهم، تأمین نمایند.

۱۷-۶-۵ نیروهای برشی باید با عملکرد برش اصطکاکی، مطابق ضوابط بند ۱۲-۱۴، و یا به روش مناسب دیگری به ستون پایه یا شالوده انتقال داده شوند.

۱۷-۶-۶ در ستونها و ستون پایه‌ها سطح مقطع میلگردهای قطع کننده سطح تماس بین عضو تکیه‌گاهی و عضو متکی بر آن، نباید کمتر از ۰/۰۰۵ سطح مقطع عضو متکی باشد.

۱۷-۶-۷ در دیوارها سطح مقطع میلگردهای قطع کننده سطح تماس دیوار با شالوده، نباید کمتر از مقدار حداقل میلگردهای قائم داده شده در بند۱۶-۴-۲ باشد.

۱۷-۶-۸ در صورت استفاده از وسائل مکانیکی برای ایجاد مفصل یا غلتک گهواره‌ای بین ستون و شالوده، در اتصال این وسائل به ستون و شالوده باید علاوه بر ضوابط بندهای ۱۷-۶-۱ تا ۱۷-۶-۵ ضابطه بند ۱۷-۶-۹ نیز رعایت شود.

۱۷-۶-۹ مهره‌های مهاری و اتصال دهنده‌های مکانیکی باید چنان طراحی شوند که قبل از گسیختگی پیچ مهاری یا گسیختگی بتن اطراف آن، به مقاومت تسلیم خود برسند.

## ❑ ۱۷-۷ کلافهای رابط بین شالوده‌ها

۱۷-۷-۱ شالوده‌های جدا از هم در یک سازه باید در دو امتداد ترجیحاً عمود بر هم، به وسیله کلافهای رابط بهم متصل شوند، بطوریکه کلافها مانع حرکت دو شالوده نسبت بهم گردند. در سازه‌های یک طبقه که دارای دهانه بزرگند مانند سازه‌های ساختمان‌های صنعتی، آشیانه‌ها و غیره که در آنها شالوده‌ها دارای عمق استقرار و پایداری کافی در برابر نیروهای جانبی هستند، از پیش بینی کلاف در امتداد دهانه قاب می‌توان صرف نظر کرد. در این شالوده‌ها خاکریز اطراف شالوده باید بعداً بخوبی کوبیده و متراکم شود.

۱۷-۷-۲ کلافهای رابط بین شالوده‌ها باید برای نیروی کششی معادل ده درصد بزرگترین نیروی محوری نهایی وارد به ستونهای طرفین خود طراحی شوند.

۱۷-۷-۳ ابعاد مقطع کلاف رابط باید متناسب با ابعاد شالوده و حداقل ۲۵۰ میلیمتر اختیار شود.

۱۷-۷-۴ تعداد میلگردهای طولی کلافها باید حداقل چهار عدد و قطر آنها حداقل ۱۲ میلیمتر باشد. این میلگردها باید توسط میلگردهای عرضی به قطر حداقل ۶ میلیمتر و با فواصل حداکثر ۲۵۰ میلیمتر از یکدیگر گرفته شوند.

۱۷-۷-۵ میلگردهای طولی کلافها باید در شالوده‌های میانی ممتد باشند و در شالوده‌های کناری از محاذات بر ستون مهار شوند.

# فصل هیجدهم

# مهار و وصله آرماتورها

## ۱۸-۰ علائم اختصاری

$A_b$ = سطح مقطع یک میلگرد، میلیمتر مربع

$A_{tr}$ = سطح مقطع کل آرماتور عرضی قرار گرفته با فاصله s از یکدیگر در امتداد عمود بر سفره میلگردهایی که مهار یا وصله می‌شوند، میلیمتر مربع

$A_w$ = سطح مقطع یک سیم، میلیمتر مربع

$b_w$ = پهنای جان یا قطر مقطع مدور، میلیمتر

c = پوشش‌بتن روی‌میلگرد و یا فاصله مرکزتامرکزمیلگردها از یکدیگر، میلیمتر

d = فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز سطح آرماتور کششی، میلیمتر

$d_b$ = قطر اسمی میلگرد یا سیم، میلیمتر

$f_b$ = مقاومت پیوستگی بتن، مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)

$f_{bd}$ = مقاومت پیوستگی مبنای بتن، مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)

$f_c$ = مقاومت فشاری مشخصه بتن، مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)

$\sqrt{f_c}$ = جذر مقاومت فشاری مشخصه بتن، مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)

$f_y$ = مقاومت مشخصه فولاد ($f_{yk}$)، مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)، که برای تسهیل کار در این فصل حرف k در زیرنویس حذف شده است.

$h$ = ضخامت کل عضو، میلیمتر

$k_{tr}$ = ضریب میلگردهای عرضی

$\ell_a$ = طول گیرداری اضافه در تکیه‌گاه یا در نقطه عطف، میلیمتر

$\ell_d$ = طول گیرایی میلگرد کششی، میلیمتر

$\ell_{db}$ = طول گیرایی مبنای میلگرد کششی، میلیمتر

$\ell_{dc}$ = طول گیرایی میلگرد فشاری، میلیمتر

$\ell_{dcb}$ = طول گیرایی مبنای میلگرد فشاری، میلیمتر

$\ell_{dh}$ = طول گیرایی میلگرد قلابدار در کشش مطابق تعریف بند ۱۸-۲-۱-۳، میلیمتر

$\ell_{dhb}$ = طول گیرایی مبنای میلگرد قلاب‌دار در کشش، میلیمتر

$M_r$ = مقاومت خمشی نهایی مقطع، نیوتن - میلیمتر

$N$ = تعداد میلگردهای یک سفره آرماتور که در مقطع بحرانی مهار یا وصله می‌شوند.

$n$ = تعداد میلگردهایی که در یک محل مهار و یا وصله می‌شوند.

$s$ = فاصله بین خاموتها، میلیمتر

$s_w$ = فاصله بین سیمهایی که باید مهار یا وصله شوند، میلیمتر

$V_r$ = مقاومت برشی نهایی مقطع، نیوتن

$V_u$ = نیروی برشی نهایی در مقطع، نیوتن

$\beta_b$ = نسبت سطح مقطع آرماتور قطع شده به سطح مقطع کل آرماتور کششی در مقطع.

$\phi_c$ = ضریب جزیی ایمنی بتن

$\phi_s$ = ضریب جزیی ایمنی فولاد

## ❑ ۱۸-۱ گستره

۱۸-۱-۱ ضوابط این فصل باید برای تأمین مهار میلگردها در بتن و چگونگی وصله آنها به یکدیگر در تمامی قطعات بتن آرمه رعایت شوند.

۱۸-۱-۲ ضوابط این فصل تمامی میلگردها و شبکه‌های جوش شده را که بطور عمده تحت اثر بارهای استاتیک قرار می‌گیرند، شامل می‌شوند. سازه‌هایی که بطور عمده تحت اثر بارهای دینامیک قرار می‌گیرند، مشمول مقررات این فصل نمی‌شوند. برای سازه‌هایی که تحت اثر بارهای جانبی زلزله قرار می‌گیرند باید علاوه بر ضوابط این فصل، ضوابط اضافی فصل بیستم نیز رعایت شوند.

۱۸-۱-۳ ضوابط و مقررات مربوط به جزییات آرماتوربندی، فصل هشتم، باید بعنوان پیش نیاز این فصل تلقی شده و همراه با الزامات این فصل بطور کامل رعایت شوند.

۱۸-۱-۴ در این فصل تمامی محاسبات مربوط به پیوستگی بتن و آرماتور در حالت حدی نهایی مقاومت صورت می‌گیرد و در آنها ضرایب جزیی ایمنی مقاومت‌ها، $\phi_c$ ، $\phi_s$، برابر با یک منظور می‌شوند. در مواردی که به دیگر فصل‌های آیین‌نامه رجوع شده است، ضوابط همان فصل باید رعایت شوند.

## ❑ ۱۸-۲ مهار میلگردها

### ۱۸-۲-۱ کلیات

۱۸-۲-۱-۱ در تمامی قطعات بتن آرمه نیروهای کششی یا فشاری موجود در میلگردها در هر مقطع باید بوسیله مهار میلگردها در دو سمت آن مقطع به بتن منتقل گردد. مهار میلگردها در بتن به یکی از سه طریق زیر و یا با ترکیبی از آنها امکان‌پذیر است:

الف- پیوستگی موجود بین بتن و آرماتور در سطح جانبی آرماتور

ب- ایجاد قلاب در انتهای آرماتور

ج- به کارگیری وسایل مکانیکی در طول آرماتور

۱۸-۲-۱-۲ برای مهار میلگردها بوسیله پیوستگی موجود بین بتن و آرماتور باید طول کافی از میلگرد در دو سمت مقطع مورد نظر در بتن قرار داده شود بطوریکه تنش پیوستگی ایجاد شده در سطح جانبی آن از مقاومت پیوستگی بتن تجاوز نکند.

حداقل طول میلگرد که برای انتقال $A_b f_y$ لازم است، "طول گیرایی میلگرد" نامیده می‌شود. ضوابط مربوط به تأمین طول گیرایی آرماتورهای کششی و فشاری در بندهای ۱۸-۲-۲ و ۱۸-۲-۳ داده شده‌اند.

۱۸-۲-۱-۳ برای مهار میلگردهای کششی بوسیله قلاب، انتهای میلگردها خم شده و بصورت قلاب در آورده می‌شود. ضوابط مربوط به ابعاد قلابهای استاندارد در بند ۸-۲-۴-۲ داده شده‌اند. برای انتقال نیروی $A_b f_y$ از میلگرد به بتن ایجاد قلاب به تنهایی کافی نیست و باید علاوه بر آن طول اضافی مستقیم میلگرد از مقطع مورد نظر تا شروع قلاب در بتن وجود داشته باشد. حداقل این طول اضافی بعلاوه شعاع قلاب انتهایی آن بعلاوه قطر میلگرد، که برای انتقال نیروی $A_b f_y$ لازم است، "طول گیرایی میلگرد قلابدار"

نامیده می‌شود. ضوابط مربوط به تأمین طول گیرایی میلگردهای قلابدار در کشش در بند ۱۸-۲-۵ داده شده‌اند.

قلابها برای مهار آرماتور فشاری مؤثر نیستند.

۱۸-۲-۱-۴ برای مهار میلگردها بکمک وسایل مکانیکی می‌توان در طول میلگرد ادواتی مانند صفحه‌های فولادی، میلگردهای متقاطع و یا نظایر آنها که از حرکت میلگرد در بتن جلوگیری کنند، ایجاد کرد. ضوابط مربوط به مهار میلگردها با این طریق در بند ۱۸-۲-۶ داده شده‌اند.

## ۱۸-۲-۲ طول گیرایی میلگردها و سیمهای کششی

۱۸-۲-۲-۱ طول گیرایی یک میلگرد یا سیم در کشش، $\ell_d$ ، باید حداقل برابر با مقدار زیر در نظر گرفته شود:

$$\ell_d = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot \ell_{dh} \qquad (۱-۱۸)$$

در این رابطه $\ell_{dh}$ طول گیرایی مبنای میلگرد است که بر اساس ضابطه بند ۱۸-۲-۲-۲ محاسبه می‌شود و ضرایب $k_1$ ، $k_2$ و $k_3$ باید بشرح زیر اختیار شوند. در این رابطه لازم نیست حاصلضرب $k_1$ و $k_2$ بیشتر از ۱/۷ در نظر گرفته شود.

الف- ضریب $k_1$ ، یا ضریب موقعیت میلگردها، برای میلگردهای افقی که حداقل ۳۰۰ میلیمتر بتن تازه در زیر آنها، در ناحیه طول گیرایی، ریخته می‌شوند برابر با ۱/۳ و برای سایر میلگردها برابر با یک است.

ب- ضریب $k_2$ ، یا ضریب اندود میلگرد، برای میلگردهایی که با ماده اپوکسی اندود شده‌اند و در آنها ضخامت پوشش بتنی روی میلگرد کمتر از $3\ d_b$ و فاصله آزاد میلگردها کمتر از $6\ d_b$ است، برابر با ۱/۵ ، و برای سایر میلگردهایی که با ماده اپوکسی اندود شده‌اند برابر ۱/۲ و برای میلگردهایی که اندود اپوکسی نشده‌اند برابر با یک است.

پ- ضریب $k_3$ ، یا ضریب اضافه آرماتور، در مواردی که آرماتور به کار رفته در مقطع بیشتر از آرماتور لازم بر طبق تحلیل سازه است، به کار گرفته می‌شود. مقدار این ضریب برابر با نسبت مقدار آرماتور لازم به آرماتور به کار رفته است. این ضریب در مواردی که مهار کردن میلگردها بطور مشخص برای انتقال تنش $f_y$ خواسته شده است و همچنین در سازه‌های با شکل پذیری زیاد، موضوع فصل بیستم، باید برابر با یک منظور شود.

طول گیرایی $\ell_d$ در هر حال نباید کمتر از ۳۰۰ میلیمتر اختیار شود.

**۱۸-۲-۲-۲** طول گیرایی مبنای یک میلگرد، $\ell_{db}$، با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$\ell_{db} = \frac{d_b f_y}{4 f_b} \qquad (۱۸-۲)$$

در این رابطه $f_b$ مقاومت پیوستگی بین بتن و میلگرد در کشش است که از این پس مقاومت پیوستگی نامیده می‌شود. این مقاومت از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$f_b = \lambda_1 . \lambda_2 . f_{bd} \qquad (۱۸-۳)$$

$f_{bd}$ مقاومت پیوستگی مبنا است که برای میلگردهای آجدار مطابق رابطه ۱۸-۴ و برای میلگردهای صاف نصف مقدار به دست آمده از این رابطه در نظر گرفته می‌شود و ضرایب $\lambda_1$ و $\lambda_2$ بشرح ضوابط بندهای ۱۸-۲-۲-۳ تا ۱۸-۲-۲-۵ تعیین می‌شوند.

$$f_{bd} = 0.65 \sqrt{f_c} \qquad (۱۸-۴)$$

**۱۸-۲-۲-۳** ضریب $\lambda_1$ یا ضریب قطر میلگرد، برای میلگردهای با قطر کمتر یا مساوی ۲۰ میلیمتر برابر با یک و برای میلگردهای با قطر بیشتر از ۲۰ میلیمتر برابر با ۰/۸ است.

۱۸-۲-۲-۴ ضریب $\lambda_2$ ، یا ضریب فاصله میلگردها از یکدیگر و از رویه قطعه، با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\lambda_2 = \frac{c + k_{tr}}{1.8\, d_b} \qquad (۵-۱۸)$$

در این رابطه c کوچکترین دو مقدار فاصله مرکز میلگرد از نزدیکترین رویه بتن و نصف فاصله مرکز تا مرکز میلگردهایی است که در یک محل قطع یا وصله می‌شوند، و $k_{tr}$ ضریبی است که با توجه به مقدار آرماتور عرضی موجود در طول گیرایی از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$k_{tr} = \frac{A_{tr} . f_y}{10\, s\, n} \qquad (۶-۱۸)$$

در این رابطه n تعداد میلگردهایی است که در یک محل مهار و یا وصله می‌شوند.

مقدار $\lambda_2$ در هیچ حالت نباید بیشتر از ۱/۴ اختیار شود.

۱۸-۲-۲-۵ ضریب $\lambda_2$ را می‌توان بجای محاسبه از رابطه ۱۸-۵ بشرح زیر اختیار کرد:

الف- در تیرها و ستون‌ها

- در مواردی که پوشش بتن روی میلگردها بیشتر از $d_b$ و فاصله آزاد میلگردهایی که در یک محل قطع یا وصله می‌شوند مساوی یا بیشتر از $d_b$ باشد و خاموت‌گذاری در طول گیرایی حداقل به اندازه مقادیر بندهای ۱۲-۶-۳ و ۸-۴ باشد : $\lambda_2 = 0.85$

- در سایر موارد: $\lambda_2 = 0.6$

ب- در دال‌ها و سایر قطعات

- در مواردی که پوشش بتن روی میلگردها بیشتر از $d_b$ و فاصله آزاد میلگردهایی که در یک محل مهار یا وصله می‌شوند از یکدیگر مساوی یا بیشتر از $2\, d_b$ باشد: $\lambda_2 = 0.85$

- در سایر موارد: $\lambda_2 = 0.6$

### ۱۸-۲-۳ طول گیرایی میلگردهای فشاری

**۱۸-۲-۳-۱** طول گیرایی یک میلگرد در فشار، $\ell_{dc}$، باید حداقل برابر با مقدار زیر در نظر گرفته شود:

$$\ell_{dc} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \ell_{dch} \qquad (۷-۱۸)$$

در این رابطه $\ell_{dch}$، طول گیرایی مبنای میلگرد، باید مطابق بند ۱۸-۲-۳-۲ و ضرایب $\alpha_1$ و $\alpha_2$ باید مطابق بندهای ۱۸-۲-۳-۳ و ۱۸-۲-۳-۴ تعیین شوند.

**۱۸-۲-۳-۲** طول گیرایی مبنای میلگرد در فشار، $\ell_{dch}$، با استفاده از رابطه ۱۸-۲ و با منظور کردن مقاومت پیوستگی بتن برای میلگردهای آجدار برابر با $1.5f_{bd}$ و برای میلگردهای صاف برابر با $0.75f_{bd}$ محاسبه می‌شود. مقاومت پیوستگی بتن در هیچ حالت نباید بیشتر از ۶/۵ مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع) منظور گردد.

**۱۸-۲-۳-۳** ضریب $\alpha_1$ در مواردی که آرماتور به کار رفته در مقطع بیشتر از آرماتور لازم بر طبق تحلیل سازه است، به کار گرفته می‌شود. مقدار این ضریب برابر با نسبت مقدار آرماتور لازم به آرماتور به کار رفته است.

**۱۸-۲-۳-۴** ضریب $\alpha_2$ در تمامی موارد مساوی با یک منظور می‌شود، مگر آنکه میلگردها در طول گیرایی با مارپیچ به قطر حداقل ۶ میلیمتر و گام حداکثر ۱۰۰ میلیمتر و یا با خاموت به قطر حداقل ۱۲ میلیمتر و فاصله حداکثر ۱۰۰ میلیمتر از یکدیگر، مطابق

ضوابط خاموت‌گذاری در قطعات فشاری، محصور شده باشند. در این حالت ضریب $\alpha_2$ را می‌توان برابر با ۰/۷۵ منظور کرد.

### ۱۸-۲-۴ طول گیرایی در گروه میلگردها

**۱۸-۲-۴-۱** طول گیرایی گروه میلگردهای سه تایی و چهارتایی در کشش یا فشار باید بترتیب ۱/۲ و ۱/۳۳ برابر طول گیرایی یک میلگرد تنها در نظر گرفته شود. برای گروه میلگردهای دوتایی افزایش طول گیرایی الزامی نیست.

**۱۸-۲-۴-۲** برای تعیین طول گیرایی یک میلگرد در گروه میلگردها ضرایب $\lambda_1$ و $\lambda_2$ در رابطه ۱۸-۳ باید بر اساس قطر میلگرد فرضی با مقطع معادل گروه میلگردها اختیار شوند.

### ۱۸-۲-۵ طول گیرایی میلگردهای قلابدار در کشش

**۱۸-۲-۵-۱** طول گیرایی یک میلگرد قلابدار در کشش، $\ell_{dh}$، باید حداقل برابر با مقدار زیر در نظر گرفته شود :

$$\ell_{dh} = \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3 \cdot \ell_{dhb} \qquad (۸-۱۸)$$

در این رابطه $\ell_{dhb}$، طول گیرایی مبنای میلگرد قلابدار در کشش، و ضرایب $\beta_1$ و $\beta_2$ و $\beta_3$ باید مطابق بندهای ۱۸-۲-۵-۲ تا ۱۸-۲-۵-۶ تعیین شوند. مقدار $\ell_{dh}$ در هیچ حالت نباید کمتر از $8\ d_b$ یا ۱۵۰ میلیمتر اختیار گردد.

**۱۸-۲-۵-۲** طول گیرایی مبنای میلگرد قلابدار در کشش، $\ell_{dhb}$، با استفاده از رابطه ۱۸-۲ و با منظور کردن مقاومت پیوستگی بتن برای میلگردهای آجدار برابر با $1.5f_{bd}$ و برای میلگردهای صاف برابر با $0.75f_{bd}$ محاسبه می‌شود.

۱۸-۲-۵-۳ ضریب $\beta_1$ در تمامی موارد برابر با یک منظور می‌شود مگر در مواردی که پوشش بتنی روی قلاب، در امتداد عمود بر صفحه قلاب، در قلابهای با خم ۱۸۰ درجه بیشتر از ۶۵ میلیمتر و پوشش بتن روی قلاب در امتداد عمود بر صفحه قلاب و پوشش در صفحه قلاب در قلابهای با خم ۹۰ درجه بترتیب مساوی یا بیشتر از ۶۵ و ۵۰ میلیمتر باشد. در این موارد ضریب $\beta_1$ را می‌توان برابر با ۰/۷ منظور کرد.

۱۸-۲-۵-۴ ضریب $\beta_2$ در تمامی موارد برابر با یک منظور می‌شود مگر در مواردی که میلگردها در طول گیرایی با خاموتهایی با فاصله کمتر از $3d_b$ از یکدیگر محصور شده باشند. در این موارد ضریب $\beta_2$ را می‌توان برابر با ۰/۸ منظور کرد.

۱۸-۲-۵-۵ ضریب $\beta_3$ در مواردی که آرماتور به کار رفته در مقطع بیشتر از آرماتور لازم بر طبق تحلیل سازه است، به کار گرفته می‌شود. مقدار این ضریب برابر با نسبت مقدار آرماتور لازم به آرماتور به کار رفته است. این ضریب در مواردی که مهار کردن میلگرد بطور مشخص برای انتقال تنش $f_y$ خواسته شده است و همچنین در سازه‌های با شکل پذیری زیاد، موضوع فصل بیستم، باید برابر با یک منظور شود.

۱۸-۲-۵-۶ در انتهای غیر ممتد یک عضو که در آن برای مهار کردن میلگرد از قلاب استفاده شده است در صورتیکه پوشش بتنی روی میلگرد در هر دو جهت، بالا و پایین و عمود بر صفحه قلاب، کمتر از ۶۵ میلیمتر باشد باید میلگرد در طول گیرایی با خاموتهایی به فاصله کمتر از $3d_b$ از یکدیگر محصور شود. در این موارد ضریب $\beta_2$ نیز برابر با یک منظور می‌شود.

### ۱۸-۲-۶ مهار میلگردها با وسایل مکانیکی

**۱۸-۲-۶-۱** استفاده از هر گونه وسیله مکانیکی که بتواند، بدون ایجاد خسارت به بتن، نیروی مقاومت میلگردها را به بتن منتقل نماید، مجاز است. اطمینان از توانایی مناسب وسیله مکانیکی در انتقال نیرو باید از طریق آزمایش و یا روش محاسباتی شناخته شده نشان داده شود.

**۱۸-۲-۶-۲** برای مهار میلگردها در بتن می‌توان علاوه بر ظرفیت انتقال وسیله مکانیکی از پیوستگی ایجاد شده در طول میلگرد نیز استفاده کرد.

### ۱۸-۲-۷ مهار شبکه‌های جوش شده از سیمهای آجدار یا صاف در کشش

**۱۸-۲-۷-۱** مهار شبکه‌های جوش شده از سیمهای آجدار در کشش بطور معمول بوسیله تأمین طول گیرایی در دو سمت مقطع بحرانی انجام می‌شود ولی در سیمهای صاف علاوه بر تأمین طول گیرایی وجود حداقل دو سیم متقاطع با سیم مورد نظر در محدوده طول گیرایی الزامی است. فاصله نزدیکترین سیم متقاطع به مقطع بحرانی باید بیشتر از ۵۰ میلیمتر باشد.

**۱۸-۲-۷-۲** طول گیرایی شبکه‌های آجدار در کشش برابر با طول گیرایی یک سیم آجدار مطابق ضوابط بند ۱۸-۲-۲ است. در این شبکه‌ها چنانچه در محدوده طول گیرایی حداقل یک سیم متقاطع با سیم مورد نظر و با فاصله بیشتر از ۵۰ میلیمتر از مقطع بحرانی وجود داشته باشد، می‌توان در محاسبه طول گیرایی مبنای سیم ، $\ell_{dh}$ ، در رابطه ۱۸-۲ بجای $f_y$ مقدار $(f_y - 140)$ منظور کرد مشروط بر آنکه $\ell_{dh}$ کمتر از مقدار $(1.6 \frac{A_w}{s_w} \cdot \frac{f_y}{f_{bd}})$ در نظر گرفته نشود. طول گیرایی در این شبکه‌ها بجز در مهار

شبکه‌ها در جان، بند ۱۸-۳-۴-۲- پ و محاسبه طول پوشش در وصله‌های پوششی، بند ۱۸-۴-۵، نباید کمتر از ۲۰۰ میلیمتر اختیار شود.

۱۸-۲-۷-۳ طول گیرایی در شبکه‌های با سیمهای صاف در کشش، با منظور داشتن محدودیت بند ۱۸-۲-۷-۱، از محل مقطع بحرانی تا محل دورترین سیم متقاطع در انتهای آزاد شبکه اندازه‌گیری می‌شود. حداقل طول گیرایی در این شبکه‌ها باید از رابطه ۱۸-۱ محاسبه شود و در آن ضرایب $k_1$ و $k_2$ برابر با یک منظور گردد. در محاسبه $\ell_{dh}$ از رابطه ۱۸-۲ نیز مقدار $f_h$ باید برابر با $(0.15\ f_{hd}\ \frac{s_w}{bd})$ منظور گردد. طول گیرایی در این شبکه‌ها بجز در محاسبه طول پوشش در وصله‌های پوششی، بند ۱۸-۴-۵ ، نباید کمتر از ۱۵۰ میلیمتر در نظر گرفته شود.

## ❑ ۱۸-۳ ضوابط مهار آرماتورهای خمشی

### ۱۸-۳-۱ ضوابط کلی

۱۸-۳-۱-۱ آرماتور کششی در قطعات خمشی را می‌توان با رعایت محدودیتهای بند ۱۸-۳-۱-۵ در ناحیه بتن کششی مهارنمود و یا در جان تیر خم کرده و در سمت مقابل قطعه مهار کرد. این آرماتور را می‌توان در سمت مقابل قطعه بعنوان آرماتور کششی یا فشاری مورد استفاده قرار داد.

۱۸-۳-۱-۲ در قطعات خمشی مقاطع بحرانی که در دو سمت آنها کافی بودن مهار آرماتور باید کنترل شود عبارتند از :

الف- مقاطع دارای بیشترین تنش

ب- مقاطعی که در آنها، در طول دهانه قطعه، آرماتور قطع یا خم می‌شود.

در این قطعات در مقاطع مجاور تکیه‌گاه‌های ساده و مقاطع نقاط عطف منحنی تغییر شکل ضوابط بند ۱۸-۳-۲-۳ نیز باید رعایت شوند.

۱۸-۳-۱-۳ میلگردها باید از محل مقطعی که وجودشان دیگر برای تحمل خمش لازم نیست بطول حداقل برابر با d یا $12\,d_b$ ، هر کدام بزرگترند، ادامه داده شوند. رعایت این ضابطه در انتهای عضو با تکیه‌گاه ساده و یا انتهای آزاد عضو طره‌ای الزامی نیست.

۱۸-۳-۱-۴ در مواردی که تعدادی از میلگردها قطع یا خم می‌شوند، آن دسته از میلگردها که ادامه پیدا می‌کنند باید از مقطعی که میلگردهای قطع یا خم شده وجودشان دیگر برای تحمل خمش ضروری نیست، بطول حداقل برابر با طول گیرایی، $\ell_d$ ، ادامه داده شوند.

۱۸-۳-۱-۵ آرماتور خمشی را نمی‌توان در ناحیه بتن کششی قطع کرد مگر آنکه یکی از شرایط زیر تأمین باشد:

الف- نیروی برشی مقاوم مقطع، $V_r$ ، در محل قطع آرماتور به اندازه حداقل سی و سه درصد بیشتر از تلاش برشی نهایی موجود در مقطع ، $V_u$، باشد.

ب- در انتهای میلگردهای قطع شده در ناحیه‌ای بطول حداقل $0.75d$ آرماتور عرضی اضافه بر آنچه برای تحمل برش یا پیچش لازم است، تأمین گردد. سطح مقطع آرماتور عرضی اضافی لازم باید حداقل برابر با $(\ 0.42\ b_w \frac{s}{f_y}\ )$ باشد و فاصله میلگردهای عرضی از یکدیگر در این ناحیه بیشتر از $\frac{d}{8\,\beta_b}$ نباشد. $\beta_b$ نسبت آرماتور قطع شده به کل آرماتور کششی مقطع است.

پ- مقدار آرماتوری که ادامه پیدا می‌کند حداقل دو برابر مقدار مورد نیاز در مقطع باشد و نیروی برشی مقاوم مقطع، $V_r$ ، در محل قطع آرماتور به اندازه حداقل بیست و پنج درصد بیشتر از تلاش برشی نهایی موجود در مقطع، $V_u$، باشد.

۱۸-۳-۱-۶ در قطعات خمشی که در آنها تنش در آرماتور کششی مستقیماً متناسب با لنگر خمشی نیست، مانند شالوده‌های با مقطع متغیر، پلکانی و یا باریک شونده و همچنین نشیمن‌گاه‌ها، اعضای خمشی با ارتفاع زیاد، و یا اعضایی که در آنها آرماتور کششی موازی سطح بتن فشاری نیست، باید مهار میلگردهای کششی در مقاطع مختلف کنترل شود.

### ۱۸-۳-۲ ضوابط خاص مهار آرماتور خمشی مثبت

۱۸-۳-۲-۱ حداقل یک سوم آرماتور خمشی مثبت، در قطعات با تکیه‌گاه ساده، و یک چهارم آرماتور خمشی مثبت، در قطعات یکسره، باید در طول وجهی از قطعه که در آن قرار گرفته‌اند تا روی تکیه‌گاه ادامه داده شوند. در تیرها این میلگردها باید به اندازه حداقل ۱۵۰ میلیمتر در داخل تکیه‌گاه ادامه یابند.

۱۸-۳-۲-۲ در قطعات خمشی که بعنوان عضوی از یک سیستم اصلی در مقابل بارهای جانبی به کار برده شده‌اند، آن گروه از آرماتور خمشی مثبت که بر طبق بند ۱۸-۳-۲-۱ تا روی تکیه‌گاه ادامه می‌یابد باید بطور کامل در تکیه‌گاه مهار شود بطوریکه آرماتور بتواند در مقطع بر تکیه‌گاه به تنش جاری شدن، $f_y$ ، برسد.

۱۸-۳-۲-۳ در قطعات خمشی در مقاطع مجاور تکیه‌گاه‌های ساده و یا مقاطع نقاط عطف منحنی تغییر شکل، قطر میلگردهای خمشی مثبت باید چنان باشد که طول گیرایی آنها در رابطه زیر صدق کند:

$$\ell_d \leq \frac{M_r}{V_u} + \ell_a \qquad (۹-۱۸)$$

در این رابطه $M_r$ لنگر خمشی مقاوم مقطع، $V_u$ ، تلاش برشی نهایی موجود در مقطع و $\ell_a$ طولی است از میلگرد که از محل محور تکیه‌گاه تا انتهای آن ادامه داده شده است. $\ell_a$ ، در مواردی که رابطه در محل نقطه عطف کنترل می‌شود، باید برابر با d یا $12\ d_b$ هر کدام بزرگترند، در نظر گرفته شود.

در مواردی که آرماتور خمشی مثبت در تکیه‌گاه ساده به قلاب استاندارد یا وسایل مکانیکی معادل قلاب استاندارد، که فراتر از محور تکیه‌گاه شروع شده باشد، ختم می‌شود کنترل رابطه فوق الزامی نیست.

در تکیه‌گاهایی که آرماتور خمشی مثبت در داخل بتن فشاری ناشی از عکس العمل فشاری تکیه‌گاه محصور شده باشد، مقدار $\frac{M_r}{V_u}$ در رابطه فوق را می‌توان به اندازه یک سوم افزایش داد.

### ۱۸-۳-۳ ضوابط خاص مهار آرماتور خمشی منفی

**۱۸-۳-۳-۱** آرماتور خمشی منفی در قطعات خمشی یکسره، گیردار، طره و یا تمامی قطعات قابهای پیوسته باید با یکی از روش‌های گفته شده در بند ۱۸-۲-۱-۱ در تکیه‌گاه‌ها مهار شوند.

**۱۸-۳-۳-۲** حداقل یک سوم آرماتور خمشی منفی موجود در تکیه‌گاه یک عضو خمشی باید تا محل نقطه عطف منحنی تغییر شکل عضو ادامه داده شده و از این محل به اندازه حداقل d ، $12\ d_b$ و یا یک شانزدهم طول دهانه خالص، هر کدام بزرگتر است، فراتر برده شود.

### ۱۸-۳-۴ ضوابط خاص مهار آرماتور عرضی در جان قطعات خمشی

۱۸-۳-۴-۱ آرماتور عرضی در جان قطعات خمشی باید تا حدی که پوشش بتنی آرماتور و یا نزدیکی سایر آرماتورها اجازه می‌دهد، نزدیک به دو وجه فشاری و کششی عضو در مقطع قرار داده شود.

۱۸-۳-۴-۲ دو انتهای آرماتور عرضی تک شاخه‌ای، و آرماتور به شکل U باید به یکی از طرق زیر مهار شوند:

الف- برای میلگردهای به قطر کوچکتر از ۱۶ میلیمتر و یا سیمهای با قطر کوچکتر از ۱۶ میلیمتر و برای میلگردهای با قطر ۱۶ تا ۲۵ میلیمتر از نوع S300 یا مقاومت کمتر، باید از قلاب استاندارد استفاده شود. قلاب باید حداقل یک میلگرد طولی را در بر گیرد.

ب- برای میلگردهای با قطر ۱۶ تا ۲۵ میلیمتر از نوع مقاوم‌تر از S300 باید علاوه بر استفاده از قلاب استاندارد که حداقل یک میلگرد طولی را در بر گرفته باشد، طول گیرایی به اندازه دو سوم طول گیرایی میلگرد قلابدار، (ضوابط قسمت ۱۸-۲-۵) تأمین شود. طول گیرایی میلگرد قلابدار از محل وسط ارتفاع مؤثر مقطع اندازه‌گیری می‌شود.

پ- برای هر شاخه از شبکه‌های سیمی صاف جوش شده که به شکل U خم شده‌اند باید یکی از دو روش زیر به کار برده شود:

- دو عدد سیم طولی با فاصله حداقل ۵۰ میلیمتر از یکدیگر در هر دو انتهای U قرار داده شود.

- یک عدد سیم طولی با فاصله حداکثر $\frac{d}{4}$ از وجه فشاری عضو و سیم دیگر با فاصله حداقل ۵۰ میلیمتر از سیم اول و نزدیک به وجه فشاری عضو قرار داده شود. سیم دوم می‌تواند روی خاموت و فراتر از محل خم آن و یا روی خم خاموت، با قطر خم بزرگتر از $8\,d_b$ قرار داده شود.

ت- برای هر انتهای شبکه سیمی جوش شده آجدار یا صاف که به صورت خاموت تک شاخه‌ای مورد استفاده قرار می‌گیرد، باید دو سیم طولی با فاصله حداقل ۵۰ میلیمتر از یکدیگر پیش بینی شود. سیم داخلی از این دو سیم باید از وسط ارتفاع مؤثر مقطع، $\frac{d}{2}$ دارای فاصله‌ای حداقل برابر با $\frac{d}{4}$ یا ۵۰ میلیمتر، هر کدام بزرگترند، باشد. سیم طولی خارجی در ناحیه بتن کششی نباید به وجه کششی عضو نزدیک‌تر از دورترین آرماتور خمشی قرار داده شود.

**۱۸-۳-۴-۳** در بین دو انتهای مهار شده خاموتهای به شکل U ساده یا مرکب، در هر خم واقع در ناحیه پیوسته خاموت باید حداقل یک آرماتور طولی محصور شده باشد.

**۱۸-۳-۴-۴** میلگردهای طولی خم شده که بعنوان آرماتور برشی مورد استفاده قرار می‌گیرند اگر به ناحیه بتن کششی برده شوند باید بصورت آرماتور کششی مورد استفاده قرار گیرند و اگر به ناحیه فشاری برده شوند باید بر طبق ضوابط مهار میلگردها در این ناحیه مهار شوند. در این میلگردها طول گیرایی از محل وسط ارتفاع مؤثر مقطع، $\frac{d}{2}$ ، اندازه‌گیری می‌شود.

**۱۸-۳-۴-۵** در زوج خاموتهای U شکل که با وصله پوششی، یک خاموت بسته می‌سازند، باید طول پوشش برابر با حداقل $1.3\,\ell_d$ رعایت شود. در این خاموتها، چنانچه مقدار $A_h f_y$ هر شاخه کمتر از ۴۰ کیلونیوتن و ارتفاع مقطع عضو بیشتر از ۴۵۰ میلیمتر باشد، می‌توان طول پوشش را کمتر از $1.3\,\ell_d$ در نظر گرفت مشروط بر آنکه هر شاخه از U تا وجه مقابل ادامه داده شود.

## ❑ ۱۸-۴ وصله آرماتورها

### ۱۸-۴-۱ ضوابط کلی

۱۸-۴-۱-۱ وصله میلگردها به یکدیگر به یکی از چهار طریق زیر مجاز است:

الف- وصله پوششی: که با مجاور هم قرار دادن دو میلگرد در قسمتی از طولشان عملی می‌شود. طولی که دو میلگرد باید در مجاور هم قرار داده شوند، "طول پوشش" نامیده می‌شود.

ب- وصله جوشی: که با جوش دادن دو میلگرد به یکدیگر انجام می‌شود.

پ- وصله مکانیکی: که با به کارگیری وسایل مکانیکی خاص حاصل می‌شود.

ت- وصله اتکایی: که با بر روی هم قراردادن دو انتهای میلگردهای فشاری عملی می‌گردد.

۱۸-۴-۱-۲ وصله پوششی تنها در مورد میلگردهای با قطر کمتر از ۳۶ میلیمتر مجاز می‌باشد.

۱۸-۴-۱-۳ وصله پوششی برای گروه میلگردها، بعنوان یک مجموعه میلگرد، مجاز نیست، اما هر یک از میلگردها را می‌توان جداگانه با وصله پوششی بهم متصل نمود. در این حالت نواحی وصله میلگردهای مختلف نباید با هم تداخل داشته باشند.

۱۸-۴-۱-۴ طول پوشش لازم برای وصله پوششی هر دو میلگرد در گروه میلگردها باید بر اساس طول پوشش لازم برای هر یک از میلگردها تعیین شود و در آن ضوابط قسمت ۱۸-۲-۴ نیز رعایت شود.

۱۸-۴-۱-۵ در قطعات خمشی فاصله دو میلگرد که با وصله پوششی بهم متصل می‌شوند نباید بیشتر از یک پنجم طول پوشش لازم و یا بیشتر از ۱۵۰ میلیمتر باشد.

۱۸-۴-۱-۶ وصله جوشی میلگردها باید بصورت یکی از روشهای گفته شده در بند ۸-۲-۵-۳ انجام شود. مقاومت این وصله‌ها در کشش باید حداقل برابر با $1.25A_b f_y$ باشد. مگر آنکه الزامات بند ۱۸-۴-۲-۲ تأمین شده باشد.

۱۸-۴-۱-۷ وصله مکانیکی میلگردها باید در کشش و فشار دارای مقاومت حداقل برابر با $1.25\ A_b f_y$ باشد مگر آنکه ضابطه بند ۱۸-۴-۲-۲ تأمین شده باشد.

### ۱۸-۴-۲ وصله میلگردها یا سیمهای کششی

۱۸-۴-۲-۱ در وصله‌های پوششی طول پوشش باید حداقل برابر با $1.3\ell_d$ باشد. تنها در مواردی که دو شرط زیر بطور توأم تأمین باشد طول پوشش را می‌توان به مقدار $\ell_d$ کاهش داد:

الف- مقدار آرماتور موجود در ناحیه طول پوشش حداقل به اندازه دو برابر مقدار مورد نیاز باشد.

ب- حداکثر نصف آرماتور موجود در مقطع در ناحیه طول پوشش وصله شوند.

$\ell_d$ طول گیرایی میلگرد در کشش است که باید بر اساس ضوابط قسمت ۱۸-۲-۲ محاسبه شود. در محاسبه $\ell_d$ ضریب $k_3$ باید برابر با یک منظور شود.

طول پوشش در هیچ حالت نباید کمتر از ۳۰۰ میلیمتر اختیار شود.

۱۸-۴-۲-۲ در وصله‌های جوشی یا مکانیکی در مواردی که مقدار آرماتور موجود در مقطع کمتر از دو برابر مورد نیاز باشد، مقاومت وصله باید برابر با $1.25A_b f_y$ باشد ولی در سایر موارد مقاومت وصله را می‌توان کمتر از این مقدار و مطابق ضابطه زیر در نظر گرفت:

الف- مقاومت وصله در هر میلگرد باید چنان باشد که کل میلگردهای موجود در این مقطع بتوانند نیرویی حداقل معادل دو برابر نیروی لازم در آن مقطع را تحمل نمایند. این نیرو نباید کمتر از $140A_b$ برای کل میلگردها در نظر گرفته شود. فاصله وصله‌ها از یکدیگر در مقاطع مختلف متوالی نباید کمتر از ۶۰۰ میلیمتر باشد.

ب- نیروی کششی مقاوم مورد نظر در بند الف را باید بطریق زیر محاسبه کرد:

- برای میلگردهای وصله داده شده برابر با نیروی مقاوم وصله
- برای میلگردهای وصله نشده برابر $A_b f_y$ آنها که به نسبت طول واقعی مهار شده به طول گیرایی لازم آنها کاهش داده شده است.

۱۸-۴-۲-۳ در قطعات کششی وصله میلگردها باید تنها بوسیله وصله‌های جوشی یا مکانیکی انجام شود و در آنها ضوابط بند ۱۸-۴-۱-۶ یا ۱۸-۴-۱-۷ رعایت گردد. فاصله وصله‌ها در میلگردهای مجاور هم باید بیشتر از ۷۵۰ میلیمتر در نظر گرفته شود.

### ۱۸-۴-۳ وصله میلگردهای فشاری

۱۸-۴-۳-۱ در وصله‌های پوششی طول پوشش برای فولادهای از نوع S400 یا با مقاومت کمتر باید حداقل برابر با $0.07 f_y b_d$ و برای فولادهای مقاومتر برابر با $d_b (0.13 f_y - 24)$ باشد. این طول در هر حال نباید کمتر از ۳۰۰ میلیمتر اختیار شود. در مواردی که مقاومت بتن کمتر از ۲۰ مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع) است، طول پوشش باید به اندازه سی و سه درصد افزایش داده شود.

**۱۸-۴-۳-۲** در مواردی که میلگردهای با قطرهای مختلف با وصله پوششی بهم متصل می‌شوند طول پوشش باید برابر بزرگترین دو مقدار، طول گیرایی میلگرد با قطر بزرگتر یا طول پوشش لازم برای میلگرد با قطر کوچکتر، در نظر گرفته شود. میلگردهای با قطر بزرگتر از ۳۶ میلیمتر را می‌توان به میلگردهای با قطر کوچکتر از ۳۶ میلیمتر اتصال داد.

**۱۸-۴-۳-۳** در وصله‌های جوشی یا مکانیکی مقاومت وصله باید مطابق ضوابط بند ۱۸-۴-۱-۶ یا ۱۸-۴-۱-۷ تأمین شود.

**۱۸-۴-۳-۴** در وصله‌های اتکایی که در آنها برای انتقال فشار از میلگرد به دیگری، انتهاهای آن دو بهم تکیه داده می‌شوند باید سطوح انتهای ملیگردها کاملا گونیا بریده شوند و تماس آن دو تا حد امکان کامل باشد. زاویه سطح انتهایی هر میلگرد نباید نسبت به سطح عمود بر محور میلگرد بیش از ۱/۵ درجه انحراف داشته باشد و سطح تماس دو میلگرد بعد از سوار شدن نیز نباید بیش از ۳ درجه نسبت به اتکای کامل انحراف داشته باشد. این نوع وصله تنها در قطعاتی که دارای خاموت عرضی بسته یا مارپیچ هستند، مجاز می‌باشد.

### ۱۸-۴-۴ ضوابط خاص وصله آرماتورها در ستونها

**۱۸-۴-۴-۱** در ستونها وصله آرماتورها می‌تواند از نوع پوششی، جوشی، مکانیکی و یا اتکایی باشد. وصله آرماتورها باید برای تمامی ترکیبات بارگذاری مناسب باشد.

**۱۸-۴-۴-۲** وصله پوششی میلگردهایی که در فشار قرار دارند مشمول ضوابط این نوع وصله‌ها در فشار و میلگردهایی که در کشش قرار دارند مشمول ضوابط این نوع میلگردها در کشش می‌شوند. در میلگردهای کششی چنانچه تنش موجود در آنها کمتر از $0.5f_y$ و

تعداد میلگردهایی که در طول ناحیه پوشش وصله می‌شوند، کمتر از نصف میلگردهای کششی باشد طول پوشش باید حداقل برابر با $\ell_d$ و در غیر اینصورت باید حداقل برابر با $1.3\,\ell_d$ در نظر گرفته شود. در حالت اول فاصله وصله‌ها در میلگردهای مختلف از یکدیگر نباید کمتر از $\ell_d$ اختیار شود.

**۱۸-۴-۴-۳** در قطعات تحت فشار چنانچه در ناحیه وصله پوششی آرماتور عرضی بصورت خاموت با سطح مقطع بیشتر از $0.0015\,hs$ وجود داشته باشد طول پوشش را می‌توان به اندازه ۲۰ درصد و چنانچه آرماتور عرضی بصورت مارپیچ وجود داشته باشد، طول پوشش را می‌توان به اندازه ۲۵ درصد کاهش داد. طول پوشش در هر حال نباید کمتر از ۳۰۰ میلیمتر اختیار شود. در محاسبه سطح مقطع خاموت تنها سطح مقطع شاخه‌های عمود در امتداد h منظور می‌گردد.

**۱۸-۴-۴-۴** در ستونها وصله‌های جوشی یا مکانیکی باید بر طبق ضوابط بند ۱۸-۴-۱-۶ یا ۱۸-۴-۱-۷ انجام شود.

**۱۸-۴-۴-۵** در ستونها وصله‌های اتکایی میلگردها را مطابق ضابطه بند ۱۸-۴-۳-۴ می‌توان به کار برد مشروط بر آنکه یا این نوع وصله برای هر تعداد از میلگردها در مقاطع مختلف انجام شود و یا در محل وصله، میلگرد اضافی به کار برده شود. بطوریکه مقاومت میلگردهایی که در محل وصله ادامه دارند حداقل برابر با یک چهارم مقاومت $A_b f_y$ تمامی میلگردهای موجود در آن وجه ستون باشد.

### ۱۸-۴-۵ وصله شبکه‌های جوش شده سیمهای کششی

۱۸-۴-۵-۱ وصله پوششی در این شبکه‌ها در صورتیکه سیمها آجدار باشند باید بر طبق ضوابط زیر صورت گیرد :

الف- چنانچه در ناحیه وصله در هر شبکه حداقل یک سیم متقاطع وجود داشته باشد و فاصله این سیمهای متقاطع در دو شبکه بیشتر از ۵۰ میلیمتر باشد طول پوشش باید حداقل برابر با بزرگترین دو مقدار $\ell_d$ 1.3 و ۲۰۰ میلیمتر در نظر گرفته شود. $\ell_d$ طول گیرایی شبکه مطابق بند ۱۸-۲-۷-۲ است.

ب- چنانچه در ناحیه وصله سیم متقاطع وجود نداشته باشد، طول پوشش باید مطابق ضوابط این نوع وصله‌ها در سیمها در نظر گرفته شود.

۱۸-۴-۵-۲ وصله پوششی در این شبکه‌ها در صورتی که سیمها صاف باشند باید بر طبق ضوابط زیر صورت گیرد:

الف- چنانچه آرماتور موجود در مقطع کمتر از دو برابر آرماتور مورد نیاز باشد، فاصله دورترین دو سیم متقاطع موجود در دو شبکه در ناحیه وصله باید حداقل برابر با بزرگترین سه مقدار : فاصله‌های سیمهای متقاطع در شبکه باضافه ۵۰ میلیمتر، $\ell_d$ 1.5 یا ۱۵۰ میلیمتر باشد.

ب- چنانچه آرماتور موجود در مقطع بیشتر از دو برابر آرماتور مورد نیاز باشد، فاصله دورترین دو سیم متقاطع موجود در دو شبکه در ناحیه وصله باید حداقل برابر با $\ell_d$ 1.5 یا ۵۰ میلیمتر باشد.

در بندهای الف و ب، $\ell_d$ طول گیرایی شبکه مطابق ضوابط بند ۱۸-۲-۷-۳ است.

# فصل نوزدهم

# ارزیابی ایمنی سازه‌های اجرا شده

## ☐ ۱۹-۰ علائم اختصاری

a = حداکثر تغییر شکل عضو نسبت به خط واصل دو انتهای دهانه یا تغییر شکل انتهای آزاد طره نسبت به تکیه‌گاه در اثر بار آزمایشی، میلیمتر

h = ضخامت کل عضو، میلیمتر

$\ell_t$ = طول دهانه عضو تحت اثر بار آزمایشی (دهانه کوتاهتر دالهای تخت و دالهای با تکیه‌گاه در چهار لبه) برابر با فاصله مرکز تا مرکز تکیه‌گاه‌ها و یا فاصله آزاد بین تکیه‌گاه‌ها به اضافه ارتفاع عضو، (به استثنای بند ۱۹-۱-۴-۹) ، هر کدام کوچکتر است، میلیمتر

## ۱۹-۱ گستره

۱۹-۱-۱ ضوابط این فصل مربوط به ارزیابی ایمنی سازه‌های بتن آرمه اجرا شده‌ای است که در تمام و یا قسمتهایی از آنها شرایط حالات حدی مقاومت و یا بهره‌برداری تأمین نشده و یا تأمین آنها مورد تردید باشد. ارزیابی ایمنی، در موارد زیر صورت می‌گیرد :

- سازه‌هایی که در تحلیل و طراحی آنها و یا اجرای تمام یا قسمتی از سازه ضوابط آئین‌نامه حاضر رعایت نشده باشند.
- سازه‌هایی که تغییر شرایط بهره‌برداری آنها مورد نظر باشد.
- سازه‌هایی که تحت اثر آسیبهای سازه‌ای قرار گرفته باشند.
- سازه‌هایی که بدلیل عدم انطباق با شرایط آئین نامه‌های بهنگام، نیاز به ارزیابی ایمنی داشته باشند.

۱۹-۱-۲ ارزیابی ایمنی سازه‌ها ممکن است بر حسب مورد ، به تمام و یا قسمتی از سازه محدود شود.

۱۹-۱-۳ ارزیابی ایمنی سازه‌ها، شامل بررسی و کنترل تمامی ضوابط مندرج در این آئین‌نامه، از جمله حالات حدی مقاومت و بهره‌برداری می‌باشد.

۱۹-۱-۴ در این آئین‌نامه، ارزیابی ایمنی سازه‌ها به روش تحلیلی و یا توسط آزمایشهای بارگذاری و یا ترکیبی از این دو روش، مطابق بندهای ۱۹-۲ تا ۱۹-۶ صورت می‌گیرد.

۱۹-۱-۵ برای اعضای غیر از اعضای خمشی، ارزیابی به روش تحلیلی ترجیح داده می‌شود.

## ۱۹-۲ روش تحلیلی

در صورتیکه ارزیابی ایمنی با روش تحلیلی انجام شود باید در مورد ابعاد و جزئیات قطعات، مقاومتها و ویژگیهای واقعی مصالح مصرفی به کار رفته و سایر شرایط مربوط به سازه، بصورتی که ساخته شده است، و نیز ملاحظات مربوط به بارگذاری و تحلیل سازه بشرح بندهای ۱۹-۲-۱ تا ۱۹-۲-۶ بررسی دقیق کارگاهی به عمل آید.

**۱۹-۲-۱** مقاومتها و ویژگیهای واقعی مصالح به کار رفته در سازه باید از طریق آزمایشها و بررسیهای آماری نتایج حاصل از آنها تعیین شوند. تعداد آزمایشها باید به اندازه کافی زیاد باشد بطوریکه بتوان مقادیر مشخصه مقاومتها و سایر ویژگیهای مصالح را با اطمینان معینی به دست آورد.

**۱۹-۲-۲** ابعاد مقاطع مختلف سازه باید از طریق اندازه‌گیری در محل تعیین شوند و افزایش یا کاهش ابعاد نسبت به نقشه‌های اجرایی سازه بدلیل نقایص اجرایی، خوردگی، آسیب دیدگی و نظایر اینها باید در بررسی تحلیلی مورد توجه قرار گیرد.

**۱۹-۲-۳** تعیین مقطع میلگردها، نوع و موقعیت آنها باید از طریق روشهای تخریبی موضعی یا روشهای غیرمخرب یا ترکیبی از آنها در محل صورت گیرد. حجم این عملیات باید به اندازه‌ای باشد که بتوان با استفاده از اطلاعات به دست آمده و نیز سایر مدارک کارگاهی در صورت وجود، با اطمینان کافی ظرفیت باربری مقاطع و قطعات مختلف را تعیین کرد و در روش تحلیلی به کار برد.

۱۹-۲-۴ مدل تحلیل سازه‌ای باید با بیشترین انطباق ممکن، وضعیت واقعی سازه یا قسمتی از سازه را، با توجه به شرایط مرزی آن منعکس کند.

۱۹-۲-۵ در بررسی تحلیلی، بارگذاری سازه باید بر مبنای بارها و سربارهای واقعی موجود و سایر بارگذاریهای مندرج در آیین‌نامه بارگذاری صورت گیرد. تقلیل بارها و سربارها نسبت به مقادیر آیین‌نامه‌ای مجاز نیست، مگر اینکه بر مبنای یک بررسی و ارزیابی آماری قابل قبول مقادیر کمتری برای آنها تعیین شوند. در موارد خاص، در صورت وجود نقص یا ابهام در آیین‌نامه بارگذاری و عدم تعیین آن از طرف بهره‌بردار مقادیر مربوط با مسوؤلیت و قضاوت کارشناس قابل تعیین است.

۱۹-۲-۶ تحلیل سازه و مقایسه تلاشها و مقاومتها باید بر اساس روشهای ارائه شده در این آیین نامه صورت گیرد. در صورتی که نتایج حاصل از تحلیلهای انجام شده با استفاده از روشهای تقریبی مجاز رضایت بخش نباشد، تحلیل باید با استفاده از روشهای دقیقتر تجدید شود.

## ☐ ۱۹-۳ بررسی از طریق آزمایشهای بارگذاری - کلیات

۱۹-۳-۱ چنانچه ارزیابی ایمنی به وسیله آزمایشهای بارگذاری صورت گیرد، باید مهندس واجد شرایطی که مورد قبول دستگاه نظارت باشد، این آزمایشها را کنترل کند.

۱۹-۳-۲ قسمتی از سازه که قرار است مورد آزمایش بارگذاری قرار گیرد، نباید قبل از ۵۶ روز از زمان ساخت تحت اثر بار واقع شود، مگر آنکه کارفرما، پیمانکار و تمامی گروه‌های ذینفع به اتفاق موافقت کنند که آزمایش زودتر از این زمان انجام شود.

**۱۹-۳-۳** هنگامیکه قرار است تنها قسمتی از سازه آزمایش بارگذاری شود، آن قسمت باید بنحوی مورد آزمایش قرار گیرد که عامل ضعف مورد شک بخوبی بررسی شود.

**۱۹-۳-۴** بمنظور ایجاد اثرهای آن قسمت از بارهای مرده که در زمان آزمایش هنوز به سازه وارد نشده‌اند، لازم است چنین باری چهل و هشت ساعت قبل از اعمال بار آزمایش روی سازه قرار داده شود و تا زمانی که تمام آزمایشها پایان نیافته در محل باقی بماند.

## ❑ ۱۹-۴ آزمایشهای بارگذاری برای اعضای خمشی

**۱۹-۴-۱** هنگامی که قرار است اعضای خمشی، از جمله تیرها و دالها، آزمایش بارگذاری شوند علاوه بر سایر مقررات، ضوابط بندهای ۱۹-۴ و ۱۹-۵ نیز باید رعایت شوند.

**۱۹-۴-۲** مبنای قرائتها (مبنای اندازه‌گیری تغییر مکانها) باید بلافاصله قبل از اعمال بار آزمایش مشخص شود.

**۱۹-۴-۳** آن قسمت از سازه که برای بارگذاری انتخاب می‌شود باید، با احتساب بارهای مرده‌ای که در زمان آزمایش وجود دارند، تحت اثر ۰/۹۵ بارهای نهایی مرده و زنده قرار داده شوند. تعیین مقدار بار زنده باید با مراعات کاهش سربارها، مطابق آنچه که بوسیله آیین‌نامه‌های معتبر بارگذاری مشخص می‌شود، انجام گیرد.

۱۹-۴-۴ بار آزمایش باید حداقل در چهار مرحله با افزایش تقریباً یکسان در هر مرحله بدون وارد کردن ضربه به سازه اعمال شود. باید از عملکرد قوسی مصالح بارگذاری جلوگیری به عمل آید.

۱۹-۴-۵ قرائتهای اولیه باید ۲۴ ساعت پس از اعمال بارهای آزمایش انجام شود.

۱۹-۴-۶ بلافاصله پس از قرائتهای اولیه، بار آزمایش باید برداشته شود و قرائتهای نهایی تغییر شکل باید ۲۴ ساعت پس از حذف بار آزمایش صورت گیرند.

۱۹-۴-۷ چنانچه در آن قسمت از سازه که مورد آزمایش واقع شده است آثار گسیختگی یا شکست مشاهده شود، باید نتیجه‌گیری شود که آن قسمت از عهده آزمایش بر نیامده است و لذا نباید اجازه هر گونه آزمایش مجدد روی آن قسمت داده شود.

۱۹-۴-۸ چنانچه در قسمت مورد آزمایش سازه اثری از گسیختگی یا شکست، به هر شکلی قابل تشخیص نباشد، معیارهای زیر را باید نشانه رفتار رضایت بخش در نظر گرفت :

الف - چنانچه حداکثر تغییر مکان اندازه‌گیری شده ، a ، در یک تیر، کف یا بام، از $\frac{\ell_t^2}{20000h}$ کمتر باشد.

ب - چنانچه حداکثر تغییر مکان اندازه‌گیری شده ، a ، در یک تیر، کف یا بام، از $\frac{\ell_t^2}{20000h}$ تجاوز کند، ولی برگشت تغییر مکان طی ۲۴ ساعت پس از حذف بار آزمایش حداقل ۷۵ درصد حداکثر تغییر مکان باشد.

در غیر اینصورت باید اقدامات دیگری مطابق ضوابط بند ۱۹-۶ بعمل آید.

**۱۹-۴-۹** در بندهای ۱۹-۴-۸- الف و ب ، $\ell_1$ برای قسمتهای طره‌ای باید دو برابر فاصله تکیه‌گاه تا انتهای طره در نظر گرفته شود و در ضمن مقدار تغییر مکان را باید بر اساس هر گونه تغییر مکان احتمالی تکیه‌گاه تصحیح کرد.

## ۱۹-۵ ملاحظات ایمنی

**۱۹-۵-۱** آزمایش بارگذاری باید بنحوی انجام شود که امنیت جانی افراد و ایمنی سازه در ضمن آزمایش تأمین شوند.

**۱۹-۵-۲** هیچیک از ملاحظات ایمنی فوق نباید در انجام صحیح آزمایش بارگذاری دخالت کنند یا بر نتایج اثر بگذارند.

## ۱۹-۶ سازه‌های ساخته شده نا امن

در صورتیکه مطابق بندهای ۱۹-۲ تا ۱۹-۵ بعضی از موارد ایمنی، بهره‌برداری یا سایر ضوابط این آیین‌نامه در مورد سازه‌های اجرا شده برآورده نشوند باید اقداماتی صورت گیرند. که بر اساس آنها بتوان سازه را از نظر این موارد مقاوم تلقی کرد.

این اقدامات باید توسط کارشناس سازه صورت گیرند. کارشناس سازه به مهندس محاسب صلاحیتدار و مجربی اطلاق می‌شود که بیشتر از یک طراح متعارف سازه نسبت به موضوع احاطه دارد.

# فصل بیستم

# ضوابط ویژه برای طراحی در برابر زلزله

## ۲۰-۰ علائم اختصاری

$A_g$ = سطح مقطع کل قطعه، میلیمتر مربع

$A_c$ = مساحت قسمتی از مقطع که داخل میلگرد مارپیچ واقع شده است. این مساحت بر اساس اندازه پشت تا پشت میلگرد مارپیچ محاسبه می‌شود، میلیمتر مربع

$A_{ch}$ = مساحت قسمتی از مقطع که داخل میلگرد عرضی واقع شده است. این مساحت بر اساس اندازه پشت تا پشت میلگرد عرضی محاسبه می‌شود، میلیمتر مربع

$A_{cp}$ = مساحت مقطع بتن یک پایه یا یک قطعه دیوار افقی، که در مقابل برش مقاومت می‌کند، میلیمتر مربع

$A_{cv}$ = مساحت خالص مقطع بتن محدود به ضخامت جان و طول مقطع در امتدادی که نیروی برشی در نظر گرفته می‌شود، میلیمتر مربع

$A_j$ = حداقل مساحت مقطع داخلی اتصال در صفحه‌ای به موازات محور آرماتوری که در اتصال ایجاد برش می‌کند، میلیمتر مربع

عمق این مقطع برابر با عمق کلی مقطع ستون است. در مواردی که تیر اصلی به تکیه‌گاهی به پهنای بیشتر اتصال می‌یابد عرض مؤثر اتصال کوچکترین دو مقدار زیر اختیار شود:

الف - عرض تیر به اضافه عمق کل مقطع اتصال.

ب - دو برابر کوچکترین فاصله محور تیر از بر ستون در جهت عمود بر محور تیر

$A_{sh}$ = سطح مقطع کل آرماتور عرضی، با احتساب رکابی‌های تک شاخه‌ای، در فاصله s در امتداد عمود بر بعد $h_c$ ، میلیمتر مربع

$A_v$ = سطح مقطع کل آرماتور برشی در فاصله s در امتداد عمود بر محور طولی عضو، میلیمتر مربع

$A_{vd}$ = سطح مقطع میلگردهای قطری (به بند ۲۰-۵-۳-۴-۲ مراجعه شود)، میلیمتر مربع

b = پهنای بال مؤثر فشاری، میلیمتر

d = ارتفاع مؤثر مقطع، میلیمتر

$f_{bd}$ = مقاومت پیوستگی مبنای بتن، مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)

$f_c$ = مقاومت فشاری مشخصه بتن، مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)

$f_y$ = مقاومت مشخصه فولاد ($f_{yk}$)، مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)، که برای تسهیل کار در این فصل حرف k در زیرنویس حذف شده است.

$f_{yh}$ = مقاومت تسلیم مشخصه آرماتور عرضی، مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)

$h_c$ = بعد مقطع ستون (محور تا محور میلگردهای محصور کننده)، میلیمتر

$h_w$ = ارتفاع کل دیوار یا دیافراگم، ارتفاع قطعه‌ای از دیوار یا دیافراگم، میلیمتر

$\ell_d$ = طول گیرایی میلگرد مستقیم، میلیمتر

$\ell_{dh}$ = طول گیرایی میلگرد قلابدار، میلیمتر

$\ell_0$ = طول ناحیه‌بحرانی که در آن باید آرماتورعرضی‌ویژه به‌کار برده‌شود،میلیمتر

$\ell_w$ = طول کل دیوار یا دیافراگم، طول قطعه‌ای از دیوار یا دیافراگم مورد نظر در امتداد اثر برش، میلیمتر

$M_e$ = به بند ۲۰-۵-۲-۴-۱ رجوع شود، نیوتن - میلیمتر

$M_g$ = به بند ۲۰-۵-۲-۴-۱ رجوع شود، نیوتن - میلیمتر

$M_n$ = لنگر خمشی مقاوم اسمی، به بند ۲۰-۲-۱ رجوع شود، نیوتن - میلیمتر

$M_{pr}$ = لنگر خمشی مقاوم محتمل، نیوتن - میلیمتر

$M_r$ = لنگر خمشی مقاوم مقطع، نیوتن - میلیمتر

$N_u$ = نیروی محوری نهایی در مقطع، نیوتن

s = فاصله بین سفره‌های میلگردهای عرضی در امتداد محور طولی عضو، میلیمتر

$V_r$ = نیروی برشی مقاوم مقطع، نیوتن

$V_u$ = نیروی برشی نهایی در مقطع، نیوتن

$v_c$ = مقاومت برشی بتن، رابطه ۱۲-۴ ، مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع)

$\alpha_c$ = به بند ۲۰-۵-۵-۲-۲ مراجعه شود.

$\phi_c$ = ضریب جزیی ایمنی مقاومت بتن

$\phi_s$ = ضریب جزیی ایمنی مقاومت فولاد

$\phi_n$ = ضریب اصلاحی مقاومت

$\rho_s$ = نسبت حجم میلگرد مارپیچ به حجم بتن محصور شده که از پشت تا پشت میلگرد مارپیچ اندازه‌گیری می‌شود.

$\rho_v$ = نسبت میلگرد قائم بر صفحه برشی $A_{cv}$ به سطح $A_{cv}$

$\rho_n$ = نسبت میلگرد برشی افقی بر صفحه‌ای عمود بر صفحه برشی $A_{cv}$

## ❑ ۲۰-۱ گستره

۲۰-۱-۱ ضوابط این فصل باید در طرح و ساخت اعضای سازه‌هایی که در آنها نیروهای طراحی ناشی از زلزله بر اساس استهلاک انرژی در ناحیه غیرخطی پاسخ سازه‌ها محاسبه شده‌اند، رعایت شوند.

۲۰-۱-۲ در طراحی سازه‌های مشمول این فصل رعایت ضوابط سایر فصول آیین‌نامه بجز مواردی که در این فصل بنحو دیگری مقرر شده‌اند، الزامی است.

۲۰-۱-۳ در طراحی سازه‌های مشمول این فصل می‌توان ضوابط این فصل را رعایت ننمود، مشروط بر آنکه با شواهد آزمایشگاهی و تحلیلی نشان داده شود که مقاومت سازه در مقابل بارهای رفت و برگشتی از مقداری که در سازه طراحی شده بر اساس ضوابط این فصل موجود است، کمتر نیست.

## ❑ ۲۰-۲ ضوابط کلی طراحی

### ۲۰-۲-۱ تعاریف

**آرماتورگذاری عرضی ویژه**

آرماتورگذاری عرضی در اعضای تحت فشار و خمش که مطابق ضوابط بندهای ۲۰-۵-۲-۳-۲ تا ۲۰-۵-۲-۳-۶ انجام شده باشد.

**اعضای تحت فشاروخمش و اعضای تحت خمش**

اعضای تحت فشاروخمش به اعضایی اطلاق می‌شود که در آنها نیروی محوری فشاری نهایی بیشتر از $0.15\phi_c f_c A_g$ باشد. در صورتیکه نیروی محوری فشاری نهایی کمتر از این مقدار باشد، عضو خمشی محسوب می‌شود.

### اجزای جمع کننده

اجزایی که بخشی از نیروهای اینرسی ناشی از زلزله داخل دیافراگم را به سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی منتقل می‌کنند.

### اجزای لبه

اجزایی در امتداد لبه دیوارها یا دیافراگمها که با آرماتورهای طولی و عرضی تقویت شده باشند. این اجزا می‌توانند هم ضخامت‌دیوارها یا دیافراگمهاو یا ضخیمتر از آنها باشند. در صورت‌لزوم می‌توان در لبه‌های‌بازشوها در دیوارها و دیافراگمها نیزازاجزای‌لبه استفاده کرد.

### بتن پوسته

بتن قسمتی از مقطع عضو که در خارج از قسمت محصور شده با میلگردهای عرضی، هسته، واقع شده باشد.

### تراز پایه

ترازی که فرض می‌شود تکان‌های زلزله تا آن تراز از زمین به ساختمان منتقل می‌شود و از آن تراز به بالا ساختمان حرکت جداگانه خود را نسبت به زمین داراست. این تراز لزوماً در محاذات سطح زمین نیست.

### تنگ ویژه

خاموتی است بسته متشکل از یک یا چند میلگرد که هر یک از آنها در دو انتها به قلاب ویژه ختم شده باشند. تنگ ویژه می‌تواند بصورت دورپیچ باشد و در دو انتها به قلاب ویژه ختم شود.

**دیافراگمهای سازه‌ای**

قطعات سازه‌ای مانند دالهای کف و سقف که نیروهای اینرسی ناشی از زلزله را بـه سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی منتقل می‌کنند.

**دیوارهای سازه‌ای**

دیوارهایی که برای مقاومت در برابر اثر توأم نیروهای محوری، لنگرهای خمشی و تـلاش برشی ناشی از بارهای قائم و بار زلزله واقع در میانصفحه آنها طراحی می‌شوند.

**دیوار برشی**

دیوار برشی نوعی دیوار سازه‌ای است.

**دیوارهای همبسته**

اعضای سازه‌ای متشکل از دو یا تعداد بیشتری دیوار برشی منفرد هستند که بوسیله تیرهایی با شکل پذیری کافی (تیرهای همبند) با نظم مشخصی به یکدیگر متصل شده‌اند.

**قلاب ویژه**

قلابی است با خم حداقل ۱۳۵ درجه با انتهای مستقیمی به طول حداقل ۸ برابر قطر میلگرد و یا ۱۰۰ میلیمتر. این قلاب باید میلگردهای طولی را در بـر گـیرد و انتهـای آن بـه سـمت داخل خاموت متمایل باشد.

**سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی**

قسمتی از سازه که برای مقاومت در برابر نیروهای جانبی زلزله محاسبه شده باشد.

### شکل پذیری

عبارتست از قابلیت استهلاک انرژی توسط رفتار غیرالاستیکی کل سازه یا اعضای آن تحت اثر تغییر شکلهای رفت و برگشتی با دامنه بزرگ بدون کاهش مهم در مقاومت آنها.

### قلاب دوخت

میلگردی که در یک انتها دارای قلابی با زاویه خم حداقل ۱۳۵ درجه و قسمت مستقیم انتهایی به طول حداقل ۸ برابر قطر میلگرد یا ۱۰۰ میلیمتر و در انتهای دیگر دارای قلابی با زاویه خم حداقل ۹۰ درجه و قسمت مستقیم انتهایی به طول حداقل ۸ برابر قطر میلگرد ، باشد. این قلاب‌ها باید میلگردهای طولی واقع در محیط مقطع عضو را در برگیرند. محل خم ۹۰ درجه قلاب‌ها باید به صورت یک در میان، در مقاطع متوالی در طول عضو، عوض شود.

### کلافها

قطعاتی که معمولا به صورت عضو کششی نیروهای اینرسی ناشی از زلزله را منتقل می‌کنند و مانع جدا شدن اجزای دیگر سازه مانند شالوده‌ها و دیوارها از یکدیگر می‌شوند.

### لنگر خمشی مقاوم اسمی، $M_n$

لنگر خمشی مقاوم اسمی در یک مقطع از اعضای خمشی یا اعضای تحت فشار و خمش، بیشترین لنگر خمشی است که عضو می‌تواند در آن مقطع تحمل کند. این لنگر مساوی با ۱/۱۵ برابر لنگر خمشی مقاوم مقطع بر اساس ضوابط فصل یازدهم در نظر گرفته می‌شود.

یعنی : $M_n = 1.15\ M_r$

**لنگر خمشی مقاوم محتمل**

لنگر خمشی مقاوم محتمل مساوی است با لنگر خمشی مقاوم بـا فـرض $f_s = 1.25\, f_y$ و $\phi_c = \phi_s = 1$ ( $f_s$ ، مقاومت میلگردهای فولادی می‌باشد).

**ناحیه بحرانی**

ناحیه‌ایست که در آن احتمال ایجاد مفصل پلاستیکی تحت اثر بارهای زلزله وجـود داشـته باشد.

**هسته عضو فشاری**

قسمتی از سطح مقطع عضو، محصور بین پشت تا پشت میلگردهای عرضی محصورکننده.

**مفصل پلاستیکی**

مقطعی از عضو که در آن میلگرد کششی به حد جاری شدن رسیده باشد.

**ناحیه پلاستیکی**

قسمتی از عضو که در آن دوران پلاستیکی صورت می‌گیرد.

**۲۰-۲-۲ تحلیل سازه و ابعاد اعضای آن**

**۲۰-۲-۲-۱** در تحلیل سازه برای بارهای جانبی باید عملکرد توأم تمامی اجزای سـازه‌ای و غیرسازه‌ای که بر بازتاب خطی و غیرخطی آن تأثیر دارند، منظور شود.

**۲۰-۲-۲-۲** استفاده از اجزای صلب در سازه، بصورتی که جزء سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی نباشند، مجاز است مشروط بر آنکه اثر این اجزاء در بازتاب سیستم در برابر بارهای جانبی بررسی شده و در محاسبات منظور شود. پیامدهای ناشی از خرابی احتمالی اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای که جزء سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی نیستند نیز باید بررسی شوند.

**۲۰-۲-۲-۳** اعضای سازه‌ای که در زیر تراز پایه آن قرار دارند، در صورتیکه برای انتقال بارهای زلزله به شالوده موردنیاز باشند، باید براساس ضوابط این‌فصل طراحی شوند.

**۲۰-۲-۲-۴** مقاومت و سختی اعضای سازه‌ای که بین تراز پایه و شالوده قرار دارند نباید کمتر از مقادیر نظیر در اعضای بالای تراز پایه منظور شوند.

**۲۰-۲-۲-۵** در سازه‌هایی که برای حد شکل پذیری زیاد طراحی می‌شوند، تمامی اعضای سازه که جزء سیستم مقاوم در برابر بار جانبی زلزله نیستند باید بر اساس ضوابط بند ۲۰-۵-۶ طراحی شوند.

### ۲۰-۲-۳ مشخصات مصالح

**۲۰-۲-۳-۱** مقاومت بتن در اجزای مقاوم در برابر زلزله نباید کمتر از ۲۰ مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع) اختیار شود.

**۲۰-۲-۳-۲** مقاومت تسلیم مشخصه فولاد در اعضای قابها و یا اجزای لبه دیوارها که برای مقابله با نیروهای جانبی زلزله به کار گرفته می‌شوند نباید بیشتر از ۴۰۰ مگاپاسکال

(نیوتن بر میلیمتر مربع) اختیار شود. بعلاوه دو ضابطه زیر در مورد این فولادهای باید رعایت شوند:

الف - مقاومت تسلیم واقعی فولاد بر اساس آزمایش‌های کارخانه نباید با مقاومت تسلیم مشخصه آن بیشتر از ۱۲۵ مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع) اختلاف داشته باشد.

ب - نسبت مقاومت‌گسیختگی فولاد به مقاومت‌تسلیم‌مشخصه آن نبایدکمتر از ۱/۲۵ باشد.

**۲۰-۲-۳-۳** میلگرد طولی در تمامی سازه‌ها، صرفنظر از حد شکل پذیری آنها، و میلگرد عرضی در سازه‌های با شکل پذیری زیاد باید از نوع آجدار باشند.

**۲۰-۲-۳-۴** استفاده از اتصالات جوشی در میلگرد طولی تنها با شرط رعایت ضوابط بندهای ۲۰-۵-۱-۲-۷ و ۲۰-۵-۲-۲-۴ مجاز است. بعلاوه باید از جوش دادن خاموتها و سایر میلگردها به میلگردهای طولی خودداری شود.

### ۲۰-۲-۴ کنترل سازه در حالت حدی بهره‌برداری

**۲۰-۲-۴-۱** ساختمان بعنوان مجموعه‌ای شامل اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای باید طوری طراحی شود که در حالت حدی بهره‌برداری در زیر اثر بارهای جانبی زلزله به اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای تا حد امکان خساراتی وارد نشود و در جریان بهره‌برداری آن محدودیتی ایجاد نگردد. برای این منظور در ساختمانهای متعارف محدود کردن تغییر مکانهای جانبی ناشی از بارهای زلزله بحدی که برای اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای مناسب باشد، کافی تلقی می‌شود.

**۲۰-۲-۴-۲** در ساختمانهای با اهمیت زیاد، نظیر بیمارستان‌ها و در کارخانجات علاوه بر محدود کردن تغییر مکانهای جانبی باید تدابیری به کار برده شود که احتمال وارد شدن خسارات به تجهیزات و ماشین آلات به حداقل برسد.

### ۲۰-۲-۵ حدود شکل پذیری سازه

**۲۰-۲-۵-۱** اجزای مقاوم در برابر بارهای جانبی زلزله باید برای یکی از سه حد شکل پذیری که در بندهای ۲۰-۲-۵-۲ تا ۲۰-۲-۵-۴ تعریف شده‌اند، طراحی شوند. ضوابط طراحی برای هر یک از این حدود در قسمتهای ۲۰-۳ تا ۲۰-۵ تعیین شده‌اند.

**۲۰-۲-۵-۲** حد شکل پذیری کم: این حد برای سازه‌هایی مناسب است که در آنها انتظار بوجود آمدن تغییر شکل زیاد نمی‌رود و تنها تأمین تدابیر خاص برای حفظ ایمنی آنها در برابر بارهای تکراری و رفت و برگشتی زلزله مورد نظر است.

**۲۰-۲-۵-۳** حد شکل پذیری متوسط: این حد برای سازه‌هایی الزامی است که در آنها بازتاب سازه در برابر نیروهای زلزله وارد ناحیه غیرخطی می‌شود و مقاطع سازه باید آنچنان طراحی شوند که از ایمنی کافی در مقابل گسیختگی ترد برخوردار باشند.

**۲۰-۲-۵-۴** حد شکل پذیری زیاد: این حد برای سازه‌هایی الزامی است که اعضای آنها در مقاطع خاصی باید از ظرفیت جذب و استهلاک انرژی زیاد برخوردار باشند بطوریکه در صورت ایجاد مکانیزم در آنها پایداری و انسجام کلی سازه محفوظ مانده و از این نظر اطمینان کافی موجود باشد.

**۲۰-۲-۵-۵** سازه‌هایی را که در آنها حدود شکل پذیری بیشتر تأمین می‌شود، با توجه به قابلیت جذب انرژی و رفتار غیرخطی بیشتر، می‌توان برای بارهای جانبی زلزله کمتری طراحی نمود. ضوابط مربوط به چگونگی کاهش این بارها در آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله (استاندارد شماره ۲۸۰۰) تعیین شده‌اند.

## ❑ ۲۰-۳ ضوابط سازه‌های با شکل‌پذیری کم

**۲۰-۳-۱** در اعضای خمشی قابها نسبت آرماتور کششی در هر مقطع نباید کمتر از مقادیر $\frac{1.4}{f_y}$ و $\frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y}$ و بیشتر از ۰/۰۲۵ اختیار شود.

**۲۰-۳-۲** در اعضای تحت فشار و خمش نسبت آرماتور طولی نباید کمتر از یک درصد و بیشتر از شش درصد در نظر گرفته شود. محدودیت حداکثر آرماتور باید در محل وصله‌ها نیز رعایت شود. در مواردی که آرماتور طولی از نوع فولاد S400 است، نسبت میلگرد در خارج از محل وصله‌ها به حداکثر چهار و نیم درصد محدود می‌شود.

**۲۰-۳-۳** در اعضای تحت فشار و خمش فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از یکدیگر، نباید بیشتر از ۲۰۰ میلیمتر باشد.

**۲۰-۳-۴** در اتصالات تیرها به ستونها، در طول بیشترین ارتفاع تیر یا دال که به محل اتصال منتهی می‌شود باید در امتداد عمود بر آرماتور طولی ستون آرماتور عرضی به مقدار حداقل برابر با مقدار زیر پیش بینی شود:

$$A_v = 0.35 \frac{b\,s}{f_y} \qquad (۱-۲۰)$$

در این رابطه b بعد بزرگتر مقطع مستطیل ستون و یا قطر مقطع دایره‌ای ستون است.

## ❑ ۲۰-۴ ضوابط سازه‌های با شکل‌پذیری متوسط

### ۲۰-۴-۱ اعضای تحت خمش در قابها ($N_u \leq 0.15\ \phi_c\ f_c\ A_g$)

#### ۲۰-۴-۱-۱ محدودیتهای هندسی

**۲۰-۴-۱-۱-۱** در اعضای خمشی قابها محدودیتهای هندسی زیر باید رعایت شوند:

الف - ارتفاع مؤثر مقطع نباید بیشتر از یک چهارم طول دهانه آزاد باشد.

ب - عرض مقطع نباید کمتر از یک چهارم ارتفاع آن باشد.

پ - عرض مقطع نباید:

- بیشتر از عرض ستون تکیه‌گاهی، در صفحه عمود بر محور طولی عضو خمشی، به اضافه سه چهارم ارتفاع عضو خمشی، در هر طرف ستون
- بیشتر از عرض ستون تکیه‌گاهی به اضافه یک چهارم بعد دیگر مقطع ستون، در هر طرف ستون
- کمتر از ۲۵۰ میلیمتر

اختیار شود.

**۲۰-۴-۱-۱-۲** برون محوری هر عضو خمشی نسبت به ستونی که با آن قاب تشکیل می‌دهد، یعنی فاصله محورهای هندسی دو عضو از یکدیگر، نباید بیشتر از یک چهارم عرض مقطع ستون باشد.

### ۲۰-۴-۱-۲ آرماتورهای طولی و عرضی

**۲۰-۴-۱-۲-۱** در تمامی مقاطع عضو خمشی نسبت آرماتور، هم در پایین و هم در بالا ، نباید کمتر مقادیر از $\frac{1.4}{f_y}$ و $\frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y}$ و نسبت آرماتور کششی نباید بیشتر از ۰/۰۲۵ اختیار شود. حداقل دو میلگرد با قطر مساوی یا بزرگتر از ۱۲ میلیمتر باید هم در پایین و هم در بالای مقطع در سراسر طول ادامه یابند.

**۲۰-۴-۱-۲-۲** در تکیه‌گاه‌های عضو خمشی و در هر مقطعی که در آن امکان تشکیل مفصل پلاستیک وجود داشته باشد، باید آرماتور فشاری به مقدار یک سوم آرماتور کششی موجود در آن مقطع تأمین گردد.

**۲۰-۴-۱-۲-۳** در هر عضو خمشی حداقل یک پنجم آرماتور موجود در مقاطع تکیه‌گاه‌ها، هر انتها که آرماتور بیشتری دارد، باید در سراسر طول تیر در بالا و در پایین ادامه داده شوند.

**۲۰-۴-۱-۲-۴** در اعضای خمشی در طول قسمتهای بحرانی که در زیر مشخص می‌شوند باید خاموت مطابق ضوابط بند ۲۰-۴-۱-۲-۵ به کار برده شود، مگر آنکه طراحی برای برش نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاب کند:

الف - در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از بر تکیه‌گاه به سمت وسط دهانه

ب - در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع در هر دو سمت مقطعی که در آن امکان تشکیل مفصل پلاستیکی در اثر تغییر مکان جانبی غیرالاستیکی قاب وجود داشته باشد.

پ - در طولی که در آن برای تأمین ظرفیت خمشی مقطع به آرماتور فشاری نیاز باشد.

۲۰-۴-۱-۲-۵ خاموتها و فواصل آنها از یکدیگر باید دارای شرایط زیر باشند:

الف - قطر خاموتها کمتر از ۶ میلیمتر نباشد.

ب - فاصله خاموتها از یکدیگر بیشتر از مقادیر: یک چهارم ارتفاع مؤثر مقطع، ۸ برابر قطر کوچکترین آرماتور طولی، ۲۴ برابر قطر خاموتها و ۳۰۰ میلیمتر اختیار نشود.

پ - فاصله اولین خاموت از بر تکیه‌گاه بیشتر از ۵۰ میلیمتر نباشد.

۲۰-۴-۱-۲-۶ در قسمتهایی از طول عضو خمشی که مطابق ضابطه بند ۲۰-۴-۱-۲-۵ خاموت‌گذاری نمی‌شود، فاصله خاموتها از یکدیگر نباید بیشتر از نصف ارتفاع موثر مقطع اختیار شود.

## ۲۰-۴-۲ اعضای تحت فشار و خمش در قابها - ستونها ($N_u > 0.15\ \phi_c\ f_c\ A_g$)

### ۲۰-۴-۲-۱ محدویت‌های هندسی

۲۰-۴-۲-۱-۱ در ستونها محدودیتهای هندسی زیر باید رعایت شوند:

الف - عرض مقطع نباید کمتر از سه دهم بعد دیگر آن و نباید کمتر از ۲۵۰ میلیمتر باشد.

ب - نسبت طول آزاد ستون به عرض مقطع آن نباید بیشتر از ۲۵ باشد.

### ۲۰-۴-۲-۲ آرماتورهای طولی و عرضی

۲۰-۴-۲-۲-۱ در ستونها نسبت آرماتور طولی نباید کمتر از یک درصد و بیشتر از شش درصد در نظر گرفته شود. محدودیت حداکثر مقدار آرماتور باید در محل وصله‌ها نیز رعایت شود. در مواردی که آرماتور طولی از نوع فولاد S400 است نسبت آرماتور در خارج از محل وصله‌ها به حداکثر چهار و نیم درصد محدود می‌شود.

**۲۰-۴-۲-۲-۲** فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از یکدیگر نباید بیشتر از ۲۰۰ میلیمتر باشد.

**۲۰-۴-۲-۲-۳** در دو انتهای ستونها بطول $\ell_0$ باید آرماتور عرضی مطابق ضوابط بند ۲۰-۴-۲-۲-۴ به کار برده شود، مگر آنکه طراحی برای برش نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاب کند. طول $\ell_0$، ناحیه بحرانی، که از بر اتصال به اعضای جانبی اندازه‌گیری می‌شود نباید کمتر از مقادیر زیر در نظر گرفته شود:

الف - یک ششم ارتفاع آزاد ستون

ب - ضلع بزرگتر مقطع مستطیلی شکل ستون یا قطر مقطع دایره‌ای شکل ستون

پ - ۴۵۰ میلیمتر

**۲۰-۴-۲-۲-۴** آرماتور عرضی مورد نیاز در طول $\ell_0$ باید دارای قطر حداقل ۸ میلیمتر بوده و فواصل آن‌ها از یکدیگر در مواردی که به صورت مارپیچ به کار گرفته می‌شوند از ضابطه بند ۱۱-۹-۳ تعیین گردد، فواصل آرماتورهای عرضی در مواردی که به صورت خاموت به کار می‌روند باید کمتر از مقادیر زیر در نظر گرفته شود :

الف - ۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی ستون

ب - ۲۴ برابر قطر خاموتها

پ - نصف کوچکترین ضلع مقطع ستون

ت - ۲۵۰ میلیمتر

فاصله اولین خاموت از بر اتصال ستون به تیر نباید بیشتر از نصف مقادیر فوق در نظر گرفته شود.

**۲۰-۴-۲-۲-۵** در قسمتهایی از طول ستون که شامل طول $\ell_0$ نمی‌شود، ضوابط میلگردگذاری عرضی مشابه ضوابط در ستونهای عادی است.

**۲۰-۴-۲-۲-۶** در ستونهایی که بار اعضای با سختی زیاد را تحمل می‌کنند، مانند ستونهایی که در زیر دیوار بتن آرمه قرار دارند، در تمام طول ستون باید آرماتور عرضی مطابق ضابطه بند ۲۰-۴-۲-۲-۴ به کار برده شود. بعلاوه این آرماتورگذاری باید در قسمتی از آرماتور طولی ستون که به اندازه طول گیرایی است و در داخل دیوار قرار دارد، ادامه داده شود. ضابطه ادامه آرماتور عرضی در دیوار در مورد ستونهایی که روی دیوار قرار دارند نیز باید رعایت شود.

**۲۰-۴-۲-۲-۷** در محل اتصال ستون به شالوده، آرماتور طولی ستون که به داخل شالوده برده شده است باید در طول حداقل برابر با ۳۰۰ میلیمتر با آرماتور عرضی مطابق ضابطه بند ۲۰-۴-۲-۲-۴ تقویت گردد.

### ۲۰-۴-۳ دیوارهای سازه‌ای، دیافراگمها و خرپاها

**۲۰-۴-۳-۱** در دیوارهای سازه‌ای، دیافراگمها و خرپاها باید ضوابط بندهای ۲۰-۵-۳-۱ تا ۲۰-۵-۳-۳، مربوط به سازه‌های با شکل پذیری زیاد، و با در نظر گرفتن استثناهای بندهای ۲۰-۴-۳-۲ و ۲۰-۴-۳-۳ رعایت شوند.

**۲۰-۴-۳-۲** بجای آرماتورگذاری عرضی ویژه در هر مورد که در بندهای ۲۰-۵-۳-۱ تا ۲۰-۵-۳-۳ ضرورت پیدا کند می‌توان آرماتورگذاری عرضی مطابق ضابطه بند ۲۰-۴-۲-۲-۴ به کار برد.

**۲۰-۴-۳-۳** برای مهـار و وصلـه میلگردهـا رعـایت ضابطـه بنـد ۲۰-۵-۳-۲-۶ الزامـی نیست. مهار و وصله میلگردها مطابق ضوابط فصل هیجدهم صورت می‌گیرد.

### ۲۰-۴-۴ اتصالات تیر به ستونها در قابها

**۲۰-۴-۴-۱** در اتصالات تیرها به ستونها، در طول ارتفاع تیر یا دالی که بیشـترین ارتفـاع را دارد و به محل اتصال منتهی می‌شود، باید در امتداد عمود بر میلگرد طولی ستون میلگرد عرضی به مقدار حداقل برابر با مقادیر زیر پیش بینی نمود:

الف - سطح مقطع میلگرد عرضی نباید کمتر از مقدار محاسبه شده از رابطه ۲۰-۱ باشد.

ب - مقدار آرماتور عرضی نبـاید کمـتر از دو سـوم مقـدار آرمـاتور عرضـی در ناحیـه $\ell_0$ ستون، مطابق بند ۲۰-۴-۲-۲-۴ باشد. فاصله سفره‌های این آرماتور از یکدیگر نباید بیشتر از یک و نیم برابر فاصله سفره‌های نظیر در ناحیه $\ell_0$ اختیار شود.

### ۲۰-۴-۵ ضوابط طراحی برای برش در اعضای قابها

**۲۰-۴-۵-۱** در اعضای تحت خمش و تحت نیروی محـوری و خمـش در قابهـا، کنـترل حالت حدی نهایی مقاومت در برش باید بر اساس رابطه ۱۲-۱ صـورت گـیرد. مقـدار $V_u$ در این رابطه مساوی بزرگترین دو مقدار زیر در نظر گرفته می‌شود:

الف - نیروی برشی ایجاد شده در عضو با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای قـائم، در صورت وجود، و لنگرهای خمشی موجـود در مقـاطع انتهـایی آن بـا فـرض آنکـه در ایـن مقاطع مفصلهای پلاستیکی تشکیل شده‌اند. ظرفیت خمشی مفصلهای پلاسـتیکی، مثبـت یـا منفی، باید با لنگر خمشی مقاوم اسـمی مقطـع، $M_n$، در نظـر گرفتـه شـود. در تعییـن ایـن لنگرها، در اعضای تحت نیروی محوری و خمش، باید نامساعدترین نیروی محوری نهایی موجود در عضو که منتج به بیشترین لنگر خمشی می‌شود، منظـور گـردد. جهت‌هـای ایـن لنگرها باید چنان در نظر گرفته شوند که بیشترین نیروی برشی را در عضو ایجاد کنند.

ب - نیروی برشی به دست آمده از تحلیل سازه زیر اثر بارهای نهایی ناشی از بارهای قائم و نیروی جانبی زلزله با فرض آنکه نیروی زلزله مؤثر به سازه دو برابر مقدار تعیین شده در آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله (استاندارد شماره ۲۸۰۰) منظور شود.

## ❑ ۲۰-۵ ضوابط سازه‌های با شکل پذیری زیاد

### ۲۰-۵-۱ اعضای تحت خمش در قابها ($N_u \leq 0.15\ \phi_c\ f_c\ A_g$)

#### ۲۰-۵-۱-۱ محدودیتهای هندسی

**۲۰-۵-۱-۱-۱** در اعضای خمشی قابها محدودیتهای هندسی زیر باید رعایت شوند:

الف - ارتفاع مؤثر مقطع نباید بیشتر از یک چهارم طول دهانه آزاد باشد.

ب - عرض مقطع نباید کمتر از سه دهم ارتفاع آن باشد.

پ - عرض مقطع نباید:

- بیشتر از عرض ستون تکیه‌گاهی، در صفحه عمود بر محور طولی عضو خمشی، به اضافه سه چهارم ارتفاع عضو خمشی در هر طرف ستون،
- بیشتر از عرض ستون تکیه‌گاهی، به اضافه یک چهارم بعد دیگر مقطع ستون در هر طرف ستون،
- کمتر از ۲۵۰ میلیمتر،

اختیار شود.

**۲۰-۵-۱-۱-۲** برون محوری هر عضو خمشی نسبت به ستونی که با آن قاب تشکیل می‌دهد، یعنی فاصله محورهای هندسی دو عضو از یکدیگر، نباید بیشتر از یک چهارم عرض مقطع ستون باشد.

**۲۰-۵-۱-۲ آرماتور طولی**

**۲۰-۵-۱-۲-۱** در تمامی مقاطع عضو خمشی نسبت آرماتور، هم در پایین و هم در بالا، نباید کمتر از مقادیر $\frac{1.4}{f_y}$ و $\frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y}$ و نسبت آرماتور کششی نباید بیشتر از ۰/۰۲۵ اختیار شود. حداقل دو میلگرد با قطر مساوی یا بزرگتر از ۱۲ میلیمتر باید هم در پایین و هم در بالای مقطع در سراسر طول ادامه یابند.

**۲۰-۵-۱-۲-۲** در تکیه‌گاه‌های عضو خمشی و در هر مقطعی که در آن امکان تشکیل مفصل پلاستیک وجود داشته باشد، باید آرماتور فشاری به مقدار نصف آرماتور کششی موجود در آن مقطع تأمین گردد.

**۲۰-۵-۱-۲-۳** در هر عضو خمشی حداقل یک چهارم آرماتور موجود در مقاطع تکیه‌گاه‌ها، هر انتها که آرماتور بیشتری دارد، باید در سراسر طول تیر در بالا و در پایین ادامه داده شوند.

**۲۰-۵-۱-۲-۴** در اعضای خمشی T یا L شکل که با دالها به صورت یکپارچه اجرا می‌شوند، مقدار آرماتوری که در بر ستونها می‌توان برای خمش مؤثر در نظر گرفت، علاوه بر میلگرد واقع در جان تیر، بشرح زیر است:

الف - در ستونهای داخلی وقتی که ابعاد تیر عرضی در محل اتصال به ستون در حدود ابعاد عضو خمشی طولی است: تمامی میلگردهایی که در عرضی از دال مساوی با چهار برابر ضخامت آن در هر طرف ستون واقع شده‌اند.

ب - در ستونهای داخلی وقتی که تیر عرضی وجود ندارد: تمامی میلگردهایی که در عرضی از دال مساوی دو و نیم برابر ضخامت آن در هر طرف ستون واقع شده‌اند.

پ - در ستونهای خارجی وقتی که تیر عرضی در محل اتصال به ستون در حدود ابعاد عضو خمشی طولی است و لازم است میلگردهای عضو خمشی طولی مهار شوند: تمامی میلگردهایی که در عرضی از دال مساوی با دو برابر ضخامت آن در هر طرف ستون واقع شده‌اند.

ت - در ستونهای خارجی وقتی که تیر عرضی وجود ندارد : تمامی میلگردهایی که در عرض ستون واقع شده‌اند.

ث - در تمام حالات حداقل ۷۵ درصد آرماتور فوقانی و نیز آرماتور تحتانی که ظرفیت خمشی مورد لزوم را تأمین می‌کنند باید از ناحیه هسته ستون عبور کنند و یا در آن مهار شوند.

**۲۰-۵-۱-۲-۵** استفاده از وصله پوششی در میلگردهای طولی خمشی فقط در شرایطی مجاز است که در تمام طول وصله آرماتور عرضی از نوع تنگ یا مارپیچ موجود باشد. فواصل سفره‌های آرماتور عرضی در برگیرنده وصله از یکدیگر نباید بیشتر از یک چهارم ارتفاع مؤثر مقطع و یا ۱۰۰ میلیمتر اختیار شود.

**۲۰-۵-۱-۲-۶** استفاده از وصله پوششی در محلهای زیر مجاز نیست:

الف - در اتصالات تیرها به ستونها

ب - در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از بر تکیه‌گاه

پ - در محلهایی که امکان تشکیل مفصل پلاستیک در آنها در اثر تغییر مکان جانبی غیرالاستیک قاب موجود باشد.

**۲۰-۵-۱-۲-۷** وصله‌های جوشی یا مکانیکی مطابق ضوابط بندهای ۱۸-۴-۱-۶ و ۱۸-۴-۱-۷ بشرطی مجاز است که وصله میلگرد در هر سفره میلگرد بصورت یک در میان انجام شود و فاصله وصله‌ها در میلگردهای مجاور یکدیگر در امتداد طول عضو، کمتر از ۶۰۰ میلیمتر نباشد.

### ۲۰-۵-۱-۳ آرماتور عرضی

**۲۰-۵-۱-۳-۱** در اعضای خمشی در طول قسمتهای بحرانی که در زیر مشخص می‌شوند، آرماتور عرضی باید از نوع تنگ‌ویژه بوده و شرایط آن مطابق ضوابط بند ۲۰-۵-۱-۳-۲ در نظر گرفته شود، مگر آنکه طراحی برای برش نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاب کند:

الف - در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از بر تکیه‌گاه به سمت وسط دهانه

ب - در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع در دو سمت مقطعی که در آن امکان تشکیل مفصل پلاستیک در اثر تغییر مکان جانبی غیرالاستیک قاب وجود داشته باشد.

پ - در طولی که در آن برای تأمین ظرفیت خمشی مقطع به میلگرد فشاری نیاز باشد.

**۲۰-۵-۱-۳-۲** تنگهای ویژه و فواصل آنها از یکدیگر باید دارای شرایط زیر باشند:

الف - قطر تنگها کمتر از ۸ میلیمتر نباشد.

ب - فاصله تنگها از یکدیگر بیشتر از مقادیر: یک چهارم ارتفاع مؤثر مقطع، ۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی، ۲۴ برابر قطر خاموتها و ۳۰۰ میلیمتر اختیار نشود.

پ - فاصله اولین تنگ از بر تکیه‌گاه بیشتر از ۵۰ میلیمتر نباشد.

**۲۰-۵-۱-۳-۳** در قسمتهایی از طول عضو خمشی که مطابق ضابطه بند ۲۰-۵-۱-۳-۱ تنگ ویژه به کار برده می‌شود، میلگردهای طولی در محیط مقطع باید دارای تکیه‌گاه عرضی مطابق ضوابط بند ۸-۴-۳-۵ باشند.

۲۰-۵-۱-۳-۴ در قسمتهایی از طول عضو خمشی که به تنگ ویژه نیاز نیست، خاموتها باید در دو انتها دارای قلاب ویژه بوده و فاصله آنها از یکدیگر کمتر یا مساوی نصف ارتفاع مؤثر مقطع باشد.

۲۰-۵-۱-۳-۵ تنگهای ویژه در اعضای خمشی را می‌توان با دو قطعه میلگرد ساخت. یک میلگرد به شکل U که در دو انتها دارای قلاب ویژه باشند و میلگرد دیگر به شکل قلاب دوخت که با میلگرد اول یک تنگ بسته تشکیل دهد. خم ۹۰ درجه قلابهای دوخت متوالی که یک میلگرد طولی را در بر می‌گیرند، باید بطور یک در میان در دو سمت عضو خمشی قرار داده شوند. چنانچه میلگردهای طولی که توسط قلابهای دوخت نگهداری شده‌اند در داخل یک دال که تنها در یک سمت عضو خمشی قرار دارد محصور باشند، خم ۹۰ درجه قلابهای دوخت را میتوان در آن سمت، در دال، قرار داد.

### ۲۰-۵-۲ اعضای تحت فشار و خمش در قابها - ستونها ($N_u > 0.15\phi_c f_c A_g$)

#### ۲۰-۵-۲-۱ محدودیتهای هندسی

۲۰-۵-۲-۱-۱ در ستونها محدودیتهای هندسی زیر باید رعایت شوند:

الف - عرض مقطع نباید کمتر از چهاردهم بعد دیگر آن و نباید کمتر از ۳۰۰ میلیمتر باشد.

ب - نسبت طول آزاد ستون به عرض مقطع آن در ستونهایی که زیر اثر لنگرهای خمشی موجود در دو انتها در دو جهت خم میشوند نباید بیشتر از ۱۶ و در ستونهای طره‌ای نباید بیشتر از ۱۰ باشد.

#### ۲۰-۵-۲-۲ آرماتور طولی

۲۰-۵-۲-۲-۱ در ستونها نسبت آرماتور طولی نباید کمتر از یک درصد و بیشتر از شش درصد در نظر گرفته شود. محدودیت حداکثر مقدار آرماتور باید در محل وصله‌ها نیز

رعایت شود. در مواردی که آرماتور طولی از نوع فولاد S400 است، نسبت آرماتور در خارج از محل وصله‌ها به حداکثر چهار و نیم درصد محدود می‌شود.

**۲۰-۵-۲-۲-۲** فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از یکدیگر نباید بیشتر از ۲۰۰ میلیمتر باشد.

**۲۰-۵-۲-۲-۳** استفاده از وصله پوششی در میلگردهای طولی در تمام طول ستون بجز در محلهای اتصال تیر به ستون مجاز است، مشروط بر آنکه طول پوشش این وصله‌ها ۱/۳ برابر طول وصله‌های کششی در نظر گرفته شود. در صورتیکه محل وصله خارج از نیمه میانی ستون باشد باید در سرتاسر طول وصله از میلگردگذاری عرضی ویژه مطابق ضوابط بند ۲۰-۵-۲-۳-۲ استفاده گردد.

**۲۰-۵-۲-۲-۴** استفاده از وصله پوششی در میلگردهای طولی فقط در نیمه میانی طول ستون مجاز است. طول پوشش این وصله‌ها باید برای وصله‌های کششی در نظر گرفته شود.

**۲۰-۵-۲-۲-۵** در صورتیکه در هر مقطع از ستون، میلگردهای طولی بصورت حداکثر یک در میان وصله شوند، محل وصله‌ها می‌تواند در هر قسمت از طول ستون بجز در محل اتصالهای تیر به ستون باشد. در این حالت لازم نیست طول پوشش این وصله‌ها از طول وصله‌های کششی بیشتر در نظر گرفته شود. استفاده از میلگردگذاری عرضی ویژه مطابق ضوابط بند ۲۰-۵-۲-۳-۲ در وصله‌هایی که خارج از نیمه میانی ستون واقع شده‌اند الزامی است.

۲۰-۵-۲-۲-۶ وصله‌های جوشی یا مکانیکی، مطابق ضوابط بند ۱۸-۴-۱-۶ و ۱۸-۴-۱-۷ در میلگردهای طولی بشرطی مجاز است که وصله میلگردها در هر مقطع بصورت یک در میان انجام شود و فاصله وصله‌ها در میلگردهای مجاور یکدیگر، در امتداد طول ستون، کمتر از ۶۰۰ میلیمتر نباشد.

### ۲۰-۵-۲-۳ آرماتور عرضی

۲۰-۵-۲-۳-۱ در ستونها قسمتهایی از دو انتهای آنها به طول $\ell_0$ "ناحیه بحرانی" تلقی شده و در آنها باید آرماتورگذاری عرضی ویژه مطابق ضوابط بندهای ۲۰-۵-۲-۳-۲ تا ۲۰-۵-۲-۳-۶ انجام شود، مگر آنکه طراحی برای برش نیاز به میلگرد بیشتری را ایجاب کند. طول $\ell_0$ که از بر اتصال ستون به اعضای جانبی اندازه‌گیری می‌شود نباید کمتر از مقادیر زیر در نظر گرفته شود:

الف - یک ششم ارتفاع آزاد ستون

ب - ضلع بزرگتر مقطع مستطیلی شکل ستون یا قطر مقطع دایره‌ای شکل ستون

پ- ۴۵۰ میلیمتر

۲۰-۵-۲-۳-۲ مقدار آرماتور عرضی لازم در ناحیه بحرانی بر اساس ضوابط زیر تعیین می‌شود:

الف - در ستونهای با مقطع دایره نسبت حجمی آرماتور مارپیچ یا تنگهای حلقوی ، $\rho_s$ ، نباید کمتر از دو مقدار زیر باشد:

$$\rho_s = 0.12 \frac{f_c}{f_{yh}} \qquad (۲-۲۰)$$

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right) \frac{f_c}{f_{yh}} \qquad (۳-۲۰)$$

ب - در ستونهای با مقطع مربع مستطیل سطح مقطع کل تنگهای ویژه در هر امتداد، $A_{sh}$ ، نباید کمتر از دو مقدار زیر باشد:

$$A_{sh} = 0.3\ (s\ .h_c\ \frac{f_c}{f_{yh}})(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1) \qquad (۴-۲۰)$$

$$A_{sh} = 0.09\ s\ .\ h_c\ \frac{f_c}{f_{yh}} \qquad (۵-۲۰)$$

**۲۰-۵-۲-۳-۳** در ستونهایی که مقاومت هسته ستون به تنهایی جوابگوی بارهای وارده از جمله بارهای ناشی از زلزله می‌باشد، نیازی به کنترل روابط ۲۰-۳ و ۲۰-۴ نیست.

**۲۰-۵-۲-۳-۴** قطر میلگردهای عرضی در ناحیه بحرانی نباید کمتر از ۸ میلیمتر و فاصله سفره میلگردها از یکدیگر نباید بیشتر از مقادیر زیر باشد:

الف - یک چهارم ضلع کوچکتر مقطع ستون

ب - هشت برابر کوچکترین قطر میلگرد طولی

پ - ۱۲۵ میلیمتر

**۲۰-۵-۲-۳-۵** آرماتور عرضی در ناحیه بحرانی را می‌توان با تنگهای ویژه یکپارچه و یا تنگهای ویژه چند قطعه‌ای که با یکدیگر پوشش دارند ساخت. همچنین می‌توان از قلابهای دوخت با قطر و فاصله مشابه تنگها که دارای خم ۹۰ درجه در یک انتهای آن است استفاده کرد. هر انتهای قلاب دوخت باید در بر گیرنده یک میلگرد طولی باشد و محل خم ۹۰ درجه آن باید در امتداد میلگرد طولی یک در میان عوض شود.

**۲۰-۵-۲-۳-۶** در هر مقطع ستون فاصله قلابهای دوخت یا شاخه‌های تنگها از یکدیگر در جهت عمود بر محور طولی ستون، نباید بیشتر از ۳۵۰ میلیمتر باشد.

۲۰-۵-۲-۳-۷ در ستونهایی که در اثر تغییر مکان جانبی غیرالاستیک قاب در مقطعی غیر از مقاطع انتهایی آن امکان تشکیل مفصل پلاستیک وجود داشته باشد، در هر سمت آن مقطع طولی به اندازه $\ell_0$ ناحیه بحرانی تلقی شده و در آن باید میلگردگذاری عرضی ویژه اجرا شود.

۲۰-۵-۲-۳-۸ در ستونهایی که بار اعضای با سختی زیاد را تحمل می‌کنند، مانند ستونهای واقع در زیر دیوار بتن آرمه، در تمام طول ستون باید آرماتورگذاری عرضی ویژه اجرا شود. بعلاوه این آرماتورگذاری باید در قسمتی از آرماتور طولی ستون که به اندازه طول گیرایی است و در داخل دیوار قرار دارد، ادامه داده شود. ضابطه ادامه آرماتورگذاری عرضی ویژه در دیوار در مورد ستونهایی که روی دیوار قرار دارند نیز باید رعایت شود.

۲۰-۵-۲-۳-۹ در ستونهایی که قسمتی از ارتفاع آنها با یک دیوار بتنی گرفته شده است، در تمام قسمت آزاد ستون باید آرماتورگذاری ویژه اجرا شود.

۲۰-۵-۲-۳-۱۰ در محل اتصال ستون به شالوده، آرماتور طولی ستون که به داخل شالوده برده شده است باید در طولی حداقل برابر با ۳۰۰ میلیمتر با آرماتورگذاری عرضی ویژه تقویت گردد.

۲۰-۵-۲-۳-۱۱ در قسمتهایی از طول ستون که آرماتورگذاری عرضی ویژه اجرا نمی‌شود باید آرماتور عرضی به صورت مارپیچ یا تنگ ویژه به قطر حداقل ۸ میلیمتر به کار برده شود. فاصله سفره‌های این میلگردها از یکدیگر باید بر اساس نیاز طراحی برای برش تعیین شود ولی در هر حال این فاصله نباید بیشتر از نصف ضلع کوچکتر مقطع

مستطیلی شکل ستون، نصف قطر مقطع دایره‌ای شکل ستون، شش برابر قطر میلگرد طولی و یا ۲۰۰ میلیمتر اختیار شود.

**۲۰-۵-۲-۴ حداقل مقاومت خمشی ستونها**

۲۰-۵-۲-۴-۱ در تمامی اتصالات تیرها به ستونها، بجز موارد گفته شده در بندهای ۲۰-۵-۲-۴-۲ و ۲۰-۵-۲-۴-۳ ، لنگرهای خمشی مقاوم ستونها باید در رابطه زیر صدق کنند:

$$\Sigma M_c \geq 1.2 \ \Sigma M_g \qquad (۶-۲۰)$$

در این رابطه :

$\Sigma M_c$ = مجموع لنگرهای خمشی نظیر لنگرهای خمشی مقاوم ستونها در بالا و پایین اتصال است که در مرکز اتصال محاسبه شده باشند. لنگرهای خمشی مقاوم ستونها باید برای نامساعدترین حالت بار محوری ستونها، در جهت بار گذاری جانبی مورد نظر، که کمترین مقدار لنگرها را به دست دهد، محاسبه شوند.

$\Sigma M_g$ = مجموع لنگرهای خمشی نظیر لنگرهای خمشی مقاوم تیرها در دو سمت اتصال است که در مرکز اتصال محاسبه شده باشند.

جمع لنگرها در رابطه ۲۰-۶ باید چنان صورت گیرد که لنگرهای ستونها در جهت مخالف لنگرهای تیرها قرار گیرند. رابطه ۲۰-۶ باید در حالاتی که لنگرهای خمشی تیرها در دو جهت در صفحه قائم قاب، عمل نمایند بر قرار باشد.

۲۰-۵-۲-۴-۲ چنانچه تعداد ستونهای موجود در یک طبقه در یک قاب بیشتر از چهار عدد باشند، از هر چهار ستون یک ستون می‌تواند رابطه ۲۰-۶ را ارضا نکند.

**۲۰-۵-۲-۴-۳** ستونهای قابهای یک و دو طبقه و نیز ستونهای طبقه آخر در قابهای چند طبقه می‌توانند رابطه ۲۰-۶ را ارضا نکنند. در اینصورت این ستونها باید ضابطه بند ۲۰-۵-۲-۴-۴ را ارضا کنند. این ستونها مشمول ضابطه بند ۲۰-۵-۲-۴-۵ نمی‌شوند.

**۲۰-۵-۲-۴-۴** چنانچه ستونی رابطه ۲۰-۶ را ارضا نکند، باید در تمام طول دارای میلگردگذاری عرضی ویژه مطابق ضوابط بندهای ۲۰-۵-۲-۳-۲ تا ۲۰-۵-۲-۳-۶ باشد.

**۲۰-۵-۲-۴-۵** چنانچه ستونی ضابطه بند ۲۰-۵-۲-۴-۱ را تأمین نکند باید از کمک آن به سختی جانبی و مقاومت سازه در مقابل بار جانبی زلزله صرفنظر شود. این ستون در هر حال باید ضوابط قسمت ۲۰-۵-۶ را تأمین نماید.

### ۲۰-۵-۳ دیوارهای سازه‌ای، دیافراگمها و خرپاها

#### ۲۰-۵-۳-۱ محدودیتهای هندسی

**۲۰-۵-۳-۱-۱** در دیوارهای سازه‌ای محدودیتهای هندسی زیر باید مورد توجه قرار گیرند:

الف - ضخامت دیوار نباید کمتر از ۱۵۰ میلیمتر اختیار شود.

ب - در دیوارهایی که در آنها اجزای لبه مطابق بند ۲۰-۵-۳-۳ به کار گرفته می‌شود، عرض جزء لبه نباید کمتر از ۳۰۰ میلیمتر در نظر گرفته شود.

**۲۰-۵-۳-۱-۲** در دیوارهای سازه‌ای باید تا حد امکان از ایجاد بازشوهای با ابعاد بزرگ خودداری کرد. در مواردی که ایجاد این بازشوها اجتناب‌ناپذیر باشد باید موقعیت هندسی آنها را طوری در نظر گرفت که دیوار بتواند بصورت دیوارهای همبسته عمل نماید. در غیر این صورت باید با کمک تحلیل دقیق یا آزمایشهای مناسب اثر وجود بازشو در عملکرد دیوار بررسی شود.

۲۰-۵-۳-۱-۳ در دیافراگمهایی که بازشوهای با ابعاد بزرگ در آنها وجود دارد، شکل و موقعیت بازشو نباید روی سختی جانبی دیافراگم اثر تعیین کننده داشته باشد. رفتار دیافراگمها در هر حالت باید با فرضهای تحلیل در ارتباط با درجه صلبیت آنها مطابقت داشته باشد.

۲۰-۵-۳-۱-۴ در طراحی دیوارهای با مقطع U و T عرض مؤثر بال، اندازه‌گیری شده از بر جان در هر سمت، که در محاسبات به کار برده می‌شود نباید بیشتر از مقادیر زیر در نظر گرفته شود، مگر آنکه با تحلیل دقیقتر بتوان مقدار آن را تعیین کرد:

الف - نصف فاصله بین جان دیوار تا جان دیوار مجاور

ب - ده درصد ارتفاع کل دیوار

۲۰-۵-۳-۱-۵ ضخامت دیافراگمهای بتن آرمه در جا یا دالهای بتنی رویه تیرهای فولادی یا قطعات پیش ساخته بتن آرمه که بصورت مرکب عمل نموده و از آنها بعنوان دیافراگم برای انتقال و توزیع نیروی زلزله استفاده می‌شود نباید کمتر از ۵۰ میلیمتر باشد.

۲۰-۵-۳-۱-۶ دالهای بتن آرمه که روی کفهای مرکب از قطعات پیش ساخته ریخته می‌شوند را می‌توان بعنوان دیافراگم منظور نمود، مشروط بر آنکه اتصالات این دالها به دستکها، کلافها، جمع‌کننده‌ها و سیستمهای مقاوم چنان طراحی گردند که قادر به انتقال نیروهای وارده باشند. سطوح بتنهای پیش ساخته در محل اتصال با دال بتن آرمه درجا باید زبر، تمیز و عاری از مواد اضافی باشند.

**۲۰-۵-۳-۲ آرماتورهای قائم و افقی**

**۲۰-۵-۳-۲-۱** در دیوارهای سازه‌ای نسبت آرماتور در هیچ یک از دو امتداد قائم و افقی نباید کمتر از ۰/۲۵ درصد باشد، مگر آنکه نیروی برشی نهایی موجود در مقطع دیوار از $0.5\ A_{cv}\ v_c$ کمتر باشد. در این حالت برای حداقل میلگرد مورد نیاز در دیوار باید ضوابط بند ۱۶-۴ در فصل شانزدهم رعایت شود.

**۲۰-۵-۳-۲-۲** نسبت میلگرد قائم در هیچ ناحیه از طول دیوار نباید از چهار درصد بیشتر باشد.

**۲۰-۵-۳-۲-۳** فاصله محور تا محور میلگردها از یکدیگر در هر دو امتداد قائم و افقی نباید بیشتر از ۳۵۰ میلیمتر اختیار شود. در اجزای لبه فاصله میلگردهای قائم نباید بیشتر از ۲۰۰ میلیمتر در نظر گرفته شوند.

**۲۰-۵-۳-۲-۴** در دیوارهایی که نیروی برشی نهایی در مقطع آنها از $A_{cv}\ v_c$ بیشتر است به کارگیری دو شبکه میلگرد الزامی است.

**۲۰-۵-۳-۲-۵** در اعضای خرپاها، دستکها، کلافها، و اجزای جمع کننده نیروها که در آنها تنش فشاری بتن بیشتر از $0.2f_c$ باشد باید در سراسر طول قطعه، میلگردگذاری عرضی ویژه مطابق بندهای ۲۰-۵-۲-۳-۲ تا ۲۰-۵-۲-۳-۶ انجام شود. این میلگردگذاری را در قسمتهایی از طول قطعه که در آنها تنش فشاری بتن از $0.25\phi_c f_c$ کمتر باشد می‌توان قطع کرد. تنش فشاری موجود در قطعه زیر اثر بارهای نهایی و با فرض توزیع خطی تنش در مقطع و بر اساس مشخصات مقطع ترک نخورده محاسبه می‌شود.

**۲۰-۵-۳-۲-۶** تمامی میلگردهای ممتد در دیوارهای سازه‌ای، دیافراگمها، خرپاها، دستکها، کلافها، و اعضای جمع کننده نیروها باید بعنوان میلگردهای کششی مطابق ضوابط بند ۲۰-۵-۴-۳ مهار یا وصله شوند.

### ۲۰-۵-۳-۳ اجزای لبه در دیوارهای سازه‌ای و در دیافراگمها

**۲۰-۵-۳-۳-۱** در لبه‌ها و اطراف بازشوها در دیوارهای سازه‌ای و دیافراگمها که در آنها تنش فشاری بتن در دورترین تار فشاری مقطع تحت اثر بارهای نهایی، به انضمام اثر زلزله، از 0.2fc بیشتر باشد باید اجزای لبه مطابق ضوابط بندهای ۲۰-۵-۳-۳-۲ تا ۲۰-۵-۳-۳-۴ پیش‌بینی شود. مگر آنکه در تمام طول دیوار یا دیافراگم میلگردگذاری عرضی ویژه پیش بینی شده باشد. اجزای لبه را می‌توان در قسمتهایی که تنش فشاری بتن در آنها از 0.15fc کمتر باشد قطع کرد. تنش فشاری بتن با فرض توزیع خطی تنش در مقطع دیوار و بر اساس مشخصات مقطع ترک نخورده محاسبه می‌شود.

**۲۰-۵-۳-۳-۲** اجزای لبه در دیوارها باید در حالت حدی نهایی مقاومت برای مجموع بارهای قائم وارد به دیوار شامل بارهای اجزای مرتبط با دیوار و وزن دیوار و نیروی محوری ناشی از لنگر واژگونی حاصل از نیروهای جانبی زلزله طراحی شوند.

**۲۰-۵-۳-۳-۳** اجزای لبه در دیافراگمها باید در حالت حدی نهایی مقاومت برای مجموع نیروهای محوری که در صفحه دیافراگم عمل می‌کنند و نیروی محوری ناشی از تقسیم لنگر خمشی مؤثر در مقطع دیافراگم به فاصله بین دو جزء لبه‌های دیافراگم در آن مقطع طراحی شوند.

**۲۰-۵-۳-۳-۴** اجزای لبه باید در سراسر طول خود مطابق ضوابط بندهای ۲۰-۵-۲-۳-۲ تا ۲۰-۵-۲-۳-۶ آرماتورگذاری عرضی ویژه شوند.

**۲۰-۵-۳-۳-۵** در دیوارهایی که دارای اجزای لبه هستند، میلگردهای افقی دیوار باید در ناحیه محصور شده اجزای لبه مهار شوند، بطوریکه امکان بوجود آمدن تنش کششی در حد مقاومت تسلیم در آنها میسر گردد.

**۲۰-۵-۳-۳-۶** در دیوارهایی که دارای اجزای لبه نیستند آرماتورهای افقی دیوار باید به قلاب استاندارد ختم شوند و میلگردهای قائم لبه‌های دیوار را در بر گیرند. در غیر این صورت میلگردهای قائم لبه دیوار باید بوسیله رکابی‌هایی که دارای قطر و فاصله مشابه میلگرد افقی هستند و به آنها وصله می‌شوند، نگهداری شوند. در مواردی که نیروی برشی نهایی در مقطع دیوار از $0.5A_{cv}\ v_c$ کمتر است، رعایت ضوابط این بند الزامی نیست.

### ۲۰-۵-۳-۴ تیرهای همبند در دیوارهای همبسته

**۲۰-۵-۳-۴-۱** تیرهای همبند در دیوارهای همبسته که در آنها نیروی برشی نهایی از $2A_{cv}\ v_c$ بیشتر و نسبت طول دهانه آزاد به ارتفاع مقطع آنها از ۳ کمتر باشد، باید مطابق ضوابط بندهای ۲۰-۵-۳-۴-۲ و ۲۰-۵-۳-۴-۳ آرماتورگذاری شوند، در غیر این صورت آرماتورگذاری در این تیرها مطابق ضوابط قطعات خمشی انجام می‌شود. عرض این تیرها در هیچ حالت نباید کمتر از ۲۰۰ میلیمتر اختیار شود.

**۲۰-۵-۳-۴-۲** مقاومت برشی در تیرهای همبند باید کلاً بوسیله آرماتورهای قطری 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 میلگردها مهار می‌شوند، تأمین گردد. سطح مقطع آرماتور قطری در هر یک از شاخه‌های ضربدری از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$A_{vd} = \frac{V_u}{2 f_y \sin\alpha} \qquad (۷-۲۰)$$

در این رابطه $\alpha$ زاویه بین میلگرد قطری و محور طولی تیر است.

۲۰-۵-۳-۴-۳ آرماتورهای قطری باید بوسیله میلگردهای عرضی به صورت مارپیچ یا تنگ با قطر حداقل ۸ میلیمتر محصور شوند، فاصله میلگردهای عرضی از یکدیگر حداکثر برابر با کوچکترین سه مقدار زیر است:

الف - ۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد قطری

ب - ۲۴ برابر قطر تنگها یا مارپیچها

پ - ۱۲۵ میلیمتر

۲۰-۵-۳-۴-۴ مقاومت خمشی تأمین شده توسط میلگردهای قطری را می‌توان در محاسبه ظرفیت خمشی تیر همبند منظور کرد.

### ۲۰-۵-۳-۵ درزهای اجرایی

۲۰-۵-۳-۵-۱ تمامی درزهای اجرایی در دیوارها و دیافراگمها باید ضوابط قسمت ۹-۸ را تأمین کند. سطح این درزها باید زبری گفته شده در بند ۱۲-۱۴-۳-۵ را دارا باشند. ضوابط طراحی درزهای اجرایی برای برش در بند ۱۲-۱۷-۳-۳ آمده است.

### ۲۰-۵-۴ اتصالات تیر به ستون در قابها

#### ۲۰-۵-۴-۱ ضوابط کلی طراحی

**۲۰-۵-۴-۱-۱** طراحی اتصالات تیرها به ستونها در قابها برای برش باید بر اساس رابطه ۱۲-۱ صورت گیرد. مقادیر $V_u$ و $V_r$ در این رابطه باید طبق ضوابط بندهای ۲۰-۵-۴-۱-۲ و ۲۰-۵-۴-۱-۳ تعیین شوند.

**۲۰-۵-۴-۱-۲** نیروی برشی نهایی مؤثر به اتصال ، $V_u$ ، باید بر اساس بیشترین نیروی کششی که ممکن است در میلگردهای کششی تیرهای دو سمت اتصال و نیز برش موجود در ستونهای بالا و پایین اتصال پدید آید، محاسبه گردد. برای تعیین این مقادیر فرض می‌شود در تیرهای دو سمت اتصال مفصلهای پلاستیک با ظرفیتهای خمشی مثبت یا منفی برابر با لنگرهای خمشی مقاوم محتمل، $M_{pr}$ ، در مقاطع بر اتصال تشکیل شده باشند. جهت‌های این لنگرها باید به صورتی در نظر گرفته شوند که بیشترین برش در اتصال ایجاد شود.

**۲۰-۵-۴-۱-۳** نیروی برشی مقاوم نهایی اتصال ، $V_r$ ، را می‌توان با شرط رعایت ضوابط بند ۲۰-۵-۴-۲ حداکثر برابر با مقادیر زیر در نظر گرفت:

الف - برای اتصالات محصور شده در چهار سمت $12\ A_j\ v_c$

ب - برای اتصالات محصور شده در سه سمت و یا در دو سمت مقابل هم $9\ A_j\ v_c$

پ - برای سایر اتصالات $7.5\ A_j\ v_c$

یک اتصال زمانی توسط تیری که به یک وجه آن می‌رسد محصور شده تلقی می‌گردد که تیر حداقل سه چهارم سطح آن اتصال را پوشانده باشد.

### ۲۰-۵-۴-۲ آرماتورگذاری

**۲۰-۵-۴-۲-۱** در تمامی اتصالات بجز آنهایی که در بند ۲۰-۵-۴-۲-۲ گفته شده‌اند، باید آرماتورگذاری عرضی ویژه مطابق ضوابط بندهای ۲۰-۵-۲-۳-۲ تا ۲۰-۵-۲-۳-۶ به کار برده شود.

**۲۰-۵-۴-۲-۲** در اتصالاتی که در چهار سمت توسط تیرها محصور شده‌اند و عرض تیرها کمتر از سه چهارم نیستند، باید در طولی به اندازه کوتاهترین ارتفاع تیر در اتصال آرماتورگذاری عرضی ویژه، مساوی با نصف آنچه در بند ۲۰-۵-۴-۲-۱ گفته شد، به کار برده شود. فاصله آرماتورهای عرضی در این اتصالات را می‌توان تا ۱۵۰ میلیمتر افزایش داد.

**۲۰-۵-۴-۲-۳** آرماتورهای طولی تیرها که به ستون ختم می‌شوند باید تا انتهای دیگر هسته محصور شده ستون ادامه یابند و در صورت کششی بودن مطابق ضوابط بند ۲۰-۵-۴-۳ و در صورت فشاری بودن مطابق ضوابط فصل هیجدهم مهار شوند.

**۲۰-۵-۴-۲-۴** در تیرهایی که آرماتور طولی آنها از داخل هسته محصور شده ستون عبور نمی‌کنند، در صورتی که این آرماتورها توسط تیر دیگری که به اتصال می‌رسد محصور نشده باشند، باید در سراسر طول آرماتور طولی که در خارج از هسته ستون قرار دارند آرماتورگذاری عرضی ویژه اجرا شود.

**۲۰-۵-۴-۲-۵** قطر میلگردهای طولی تیرها که از درون یک اتصال (گره) عبور می‌کنند، نباید از پنج درصد بعد اتصال در امتداد میلگرد طولی مربوط تجاوز کنند.

### ۲۰-۵-۴-۳ طول گیرایی میلگردهای کششی

**۲۰-۵-۴-۳-۱** طول گیرایی میلگردهای قلابدار، $\ell_{dh}$، که خم آنها ۹۰ درجه است باید با استفاده از رابطه ۱۸-۲ و با منظور کردن مقاومت پیوستگی معادل بتن برابر با $2f_{bd}$ ، رابطه ۱۸-۴ ، در نظر گرفته شود. طول گیرایی قلاب همچنین نباید کمتر از مقادیر : ۸ برابر قطر میلگرد و ۱۵۰ میلیمتر اختیار گردد.

**۲۰-۵-۴-۳-۲** قلابها باید در هسته محصور شده ستونها و یا در اجزای لبه دیوارها مهار شوند.

**۲۰-۵-۴-۳-۳** طول گیرایی میلگردهای مستقیم ، $\ell_d$ ، در میلگردهای تحتانی، مطابق تعریف بند ۱۸-۲-۲-۱- الف ، نباید کمتر از ۲/۵ برابر طول گیرایی میلگردهای قلابدار و در میلگردهای فوقانی نباید کمتر از ۳/۵ برابر طول گیرایی میلگردهای قلابدار منظور گردد.

**۲۰-۵-۴-۳-۴** میلگردهای مستقیمی که به یک اتصال ختم می‌شوند باید از داخل هسته محصور شده ستون و یا جزء لبه دیوار عبور داده شوند. طول گیرایی برای آن قسمت از میلگردهایی که در خارج از هسته محصور شده قرار دارند باید به اندازه ۱/۶ برابر افزایش داده شود.

### ۲۰-۵-۵ ضوابط طراحی برای برش

### ۲۰-۵-۵-۱ اعضای تحت خمش و تحت فشار و خمش در قابها

**۲۰-۵-۵-۱-۱** در اعضای تحت خمش و تحت فشار و خمش در قابها، کنترل حالت حدی نهایی مقاومت در برش باید بر اساس رابطه ۱۲-۱ صورت گیرد. مقادیر $V_u$ و

$V_r$ در این رابطه باید بر طبق ضوابط بندهای ۲۰-۵-۵-۱-۲ تا ۲۰-۵-۵-۱-۴ محاسبه شوند.

۲۰-۵-۵-۱-۲ نیروی برشی نهایی ، $V_u$ ، در اعضای خمشی باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای قائم و لنگرهای خمشی موجود در مقاطع انتهایی عضو با فرض آنکه در این مقاطع مفصلهای پلاستیک تشکیل شده‌اند، تعیین شود. ظرفیت خمشی مفصلهای پلاستیک، مثبت یا منفی باید برابر با لنگر خمشی مقاوم محتمل مقطع، $M_{pr}$، در نظر گرفته شود. جهت‌های این لنگرهای خمشی باید چنان در نظر گرفته شوند که نیروی برشی ایجاد شده در عضو بیشترین باشد.

۲۰-۵-۵-۱-۳ نیروی برشی نهایی ، $V_u$ ، در اعضای تحت فشار و خمش باید برابر با کمترین دو مقدار زیر نظر گرفته شود ولی این نیرو در هیچ حالت نباید کمتر از مقدار نیروی برشی باشد که از تحلیل سازه زیر اثر بارهای نهایی ناشی از بارهای قائم و نیروی جانبی زلزله به دست آمده است.

الف - نیروی برشی ایجاد شده در عضو زیر اثر نیروهای استاتیکی وارد به آن شامل بارهای قائم. در صورت وجود، و لنگرهای خمشی موجود در مقاطع انتهایی آن با فرض آنکه در این مقاطع مفصلهای پلاستیک تشکیل شده باشد، می‌گردد. ظرفیت خمشی مفصلهای پلاستیک، مثبت یا منفی، باید برابر با لنگر خمشی مقاوم محتمل مقطع، $M_{pr}$ ، در نظر گرفته شود و در تعیین آن باید نامساعدترین نیروی محوری نهایی موجود که در عضو، که منتج به بیشترین لنگر خمشی می‌شود، منظور گردد. جهت‌های این لنگرهای خمشی باید چنان در نظر گرفته شود که نیروی برش ایجاد شده در عضو بیشترین باشد.

ب - نیروی برشی ایجاد شده در عضو با فرض آنکه در تیرهای متصل به دو انتهای عضو، در مقاطع مجاور به اتصالها، مفصلهای پلاستیکی با مشخصات گفته شده در بند ۲۰-۵-۵-۱-۲ تشکیل شده باشند. جهت‌های این لنگرهای خمشی باید چنان در نظر گرفته شوند که نیروی برش ایجاد شده در عوض مورد نظر بیشترین باشد.

**۲۰-۵-۵-۱-۴** مقاومت برشی نهایی مقاطع میله‌ای ، $V_r$ ، باید بر اساس رابطه ۱۲-۲ محاسبه شود. در اعضایی از قاب که در آنها نیروی فشار محوری کمتر از $0.075\ \phi_c f_c A_g$ باشد و نیروی برشی ناشی از زلزله در نواحی بحرانی تیرها، مطابق بند ۲۰-۵-۵-۱-۳ ، و در نواحی $\ell_o$ ستونها، مطابق بند ۲۰-۵-۲-۳-۱، بزرگتر از نصف نیروی برشی طرح ، $V_u$ ، باشد نیروی برشی مقاوم بتن ، $V_c$ ، در این نواحی مساوی با صفر منظور می‌گردد. منظور از نیروی برشی ناشی از زلزله، نیروی برشی ایجاد شده در عضو بعلت اختلاف لنگرهای خمشی موجود در مفصلهای پلاستیکی ایجاد شده در دو انتهای عضو بر طبق ضوابط بند ۲۰-۵-۵-۱-۲ است.

**۲۰-۵-۵-۱-۵** خاموتهایی که برای مقاومت در برابر برش به کار برده می‌شوند، در قسمتهای خاصی از عضو که در بندهای ۲۰-۵-۱-۳ و ۲۰-۵-۲-۳ و ۲۰-۵-۴-۲ مشخص شده‌اند، باید از نوع تنگ ویژه باشند.

### ۲۰-۵-۵-۲ دیوارهای سازه‌ای و دیافراگمها

**۲۰-۵-۵-۲-۱** در دیوارهای سازه‌ای و دیافراگمها، کنترل حالت حدی نهایی مقاومت در برش باید بر اساس رابطه زیر صورت گیرد:

$$V_u \leq \phi_n \cdot V_r \qquad (۸-۲۰)$$

در این رابطه $V_u$ نیروی برشی نهایی در مقطع مورد نظر است که از تحلیل سازه زیر اثر بارهای نهایی ناشی از بارهای قائم و بارهای جانبی زلزله به دست آمده است و $V_r$ مقاومت برشی نهایی مقطع است که مطابق بند ۲۰-۵-۵-۲-۲ محاسبه می‌شود. $\phi_n$ ضریب اصلاحی مقاومت است که در این قطعات مساوی با ۰/۷ منظور می‌گردد.

**۲۰-۵-۵-۲-۲** مقاومت برشی نهایی مقطع ، $V_r$ ، با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$V_r = A_{cv} (\alpha_c \nu_c + \phi_s \rho_n f_y) \qquad (۹-۲۰)$$

در این روابط $\alpha_c$ ضریبی است که بشرح زیر در نظر گرفته می‌شود:

الف - در دیوارها و دیافراگمهایی که در آنها نسبت $\frac{h_w}{\ell_w}$ بزرگتر یا مساوی ۲ است $\alpha_c = 1$

ب - در دیوارها و دیافراگمهایی که در آنها نسبت $\frac{h_w}{\ell_w}$ بزرگتر یا مساوی ۱/۵ است $\alpha_c = 1.5$

پ - در دیوارها و دیافراگمهایی که در آنها نسبت $\frac{h_w}{\ell_w}$ بین ۱/۵ و ۲ است، ضریب $\alpha_c$ با درونیابی خطی بین اعداد فوق تعیین می‌شود.

**۲۰-۵-۵-۲-۳** در تعیین مقاومت برشی نهایی مقطع در قطعات یک دیوار یا یک دیافراگم مقدار ضریب $\alpha_c$ باید برای بیشترین مقدار $\frac{h_w}{\ell_w}$ در کل دیوار یا دیافراگم و در قطعه مورد نظر محاسبه شود.

۲۰-۵-۵-۲-۴ میلگردهای برشی در دیوار یا دیافراگم باید در صفحه دیوار یا دیافراگم در دو جهت عمود بر هم توزیع شوند بطوریکه در این دو جهت مقاومت برشی ایجاد نمایند. در مواردی که نسبت $\frac{h_w}{\ell_w}$ کمتر از ۲ است نسبت میلگرد قائم، $\rho_v$ ، نباید کمتر از نسبت میلگرد افقی برشی، $\rho_n$ ، در نظر گرفته شوند.

۲۰-۵-۵-۲-۵ مقاومت برشی نهایی مقطع ، $V_r$ ، در دیوارهایی که متشکل از تعدادی پایه‌های دیوار گونه‌اند و بطور مشترک نیروی جانبی واحدی را تحمل می‌کنند نباید بیشتر از $4\ A_{cv}\ v_c$ در نظر گرفته شود. در این دیوارها مقاومت برش نهایی مقطع هر پایه دیوارگونه نیز نباید بیشتر از $5\ A_{cp}\ v_c$ منظور گردد. $A_{cp}$ سطح مقطع هر پایه دیوارگونه و $A_{cv}$ مجموع سطح مقطعهای این پایه‌هاست.

۲۰-۵-۵-۲-۶ مقاومت برش نهایی مقطع در قطعات افقی در دیوارها، نظیر تیرهای رابط در دیوارهای همبسته نباید بیشتر از $5\ A_{cp}\ v_c$ درنظر گرفته شود. $A_{cp}$ سطح مقطع قطعه افقی دیوار است.

### ۲۰-۵-۶ اعضایی از قابها که برای تحمل نیروهای زلزله طراحی نمی‌شوند.

۲۰-۵-۶-۱ اعضایی از قابها که برای تحمل نیروهای زلزله به کار گرفته نمی‌شوند باید، با توجه به لنگرهای خمشی ایجاد شده در آنها زیر اثر تغییر مکان جانبی مساوی دو برابر آنچه در زیر اثر بار نهایی زلزله در سازه ایجاد می‌شود، بر اساس ضوابط بندهای ۲۰-۵-۶-۱-۱ و ۲۰-۵-۶-۱-۲ طراحی شوند.

**۲۰-۵-۶-۱-۱** چنانچه لنگر خمشی ایجاد شده در عضو بیشتر از لنگر خمشی مقاوم عضو، $M_r$ ، باشد در اعضای خمشی باید ضابطه‌آرماتورگذاری طولی‌بند۲۰-۵-۱-۲-۱ و در اعضای تحت‌فشار و خمش باید ضوابط‌آرماتورگذاری عرضی بند۲۰-۵-۲-۳ رعایت شود. بعلاوه تمامی این اعضاء باید براساس ضوابط قسمت۲۰-۵-۵ برای برش طراحی شوند.

**۲۰-۵-۶-۱-۲** چنانچه لنگر خمشی ایجاد شده در عضو کمتر از لنگر خمشی مقاوم عضو ، $M_r$ ، باشد در اعضای خمشی باید ضابطه آرماتورگذاری طولی بند ۲۰-۵-۱-۲-۱ رعایت شود.

**۲۰-۵-۶-۲** تمامی اعضای تحت فشار و خمش که در آنها ضوابط آرماتورگذاری عرضی مطابق بند ۲۰-۵-۲-۳ رعایت نشده باشد، باید مطابق ضوابط بندهای ۲۰-۵-۶-۲-۱ تا ۲۰-۵-۶-۲-۳ آرماتورگذاری شوند.

**۲۰-۵-۶-۲-۱** خاموتها باید دارای قلابهای با زاویه حداقل ۱۳۵ درجه و طول مستقیم به اندازه حداقل ۶ برابر قطر خاموتها یا ۶۰ میلیمتر باشد. استفاده از قلابهای دوخت مطابق تعریف این فصل نیز بلامانع است.

**۲۰-۵-۶-۲-۲** در دو انتهای عضو در طولی برابر با $\ell_0$، مطابق تعریف بند ۲۰-۵-۲-۳-۱، فاصله سفره‌های آرماتور عرضی از یکدیگر نباید بیشتر از مقادیر زیر در نظر گرفته شود:

الف - ۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی

ب - ۲۴ برابر قطر خاموتها

پ - نصف کوچکترین ضلع مقطع عضو

فاصله اولین خاموت از بر اتصال عضو به تیر نباید بیشتر از نصف مقادیر فوق در نظر گرفته شود.

**۲۰-۵-۶-۲-۳** در قسمتی از طول عضو که شامل طول $\ell_0$ نمی‌شود، ضوابط آرماتورگذاری عرضی مشابه ضوابط ستونهای عادی است.

# مراجع

برای اطلاع بیشتر به مراجع زیر رجوع شود:


1. CEB-FIP Model Code for Concrete Structures 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, Georgi 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 , 1-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 , 1988.

14. ACI Committee 211 , "Standard Practice for Selecting Proportions for Normal , Heavyweight , and Mass Concrete (ACI 211.1-91) ." ACI Manual of concrete Practice, Part1, 1998.

15. ACI Committee 211 , "Standard Practice for Selecting Proportions for Structural Lightweight Concrete (ACI 211.2-91), ACI Manual of Concrete Practice , Part 1, 1998.

16. ACI Committe 201 , "Guide to Durable Concrete" (ACI 201.2R-92), ACI Manual of Concrete Practice , Part 1.

17. ACI Committee 304 , "Guide for Measurting , 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-Part 3).

23. ACI-301 Specification for Structural Concrete Chapter 4 Formwork ACI Manual of Concrete Practic 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 Technologie "Coffrage" Project Avril 1977 établi par un Groupe Inter-Associations CEB - CEB - FIP.

27. ASTM Standards , Cement ; Lime ; 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. AASHTO 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 , London , 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 , Washington , 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 Compocents , 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)، موسسه 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)، موسسه استاندارد صنعتی ایران، ۱۳۶۷.

۴۵. آیین‌نامه برای طرح و محاسبه و اجرای ساختمانهای بتن آرمه، (بخش سوم) ویژگیهای مصالح و آزمایشهای لازم، (۳-۱۹۰۰)، موسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران، ۱۳۶۷.

۴۶. آیین‌نامه برای طرح و محاسبه و اجرای ساختمانهای بتن آرمه، (بخش چهارم) شرایط اجرایی، (۴-۱۹۰۰)، موسسه 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، موسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران، ۱۳۶۷.

۴۸. استانداردها و آیین کاربردهای ملی ایران در رشته راه و ساختمان، موسسه 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.

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 بین‌المللی متحدالشکل برای محاسبه و اجرای سازه‌های متشکل از پانل‌های بزرگ بهم 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، ۱۳۷۷.

۵۴. آسیب‌دیدگیهای بتن، علل و عوامل آن، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ۱۳۶۶.

۵۵. اجرای ساختمانهای بتن آرمه، م- قالیبافیان و ک. سلطانی عربشاهی، ۱۳۶۸.

۵۶. خواص بتن، نوشته ا- م - نویل، ترجمه ه. فامیلی، ۱۳۷۸.

۵۷. طرح کنترل مخلوط‌های بتن، ترجمه م.الف طسوجی ، ۱۳۶۶.

# نمایه


آب ۴۴،۴۵،۵۷،۶۷،۶۸
آرماتوربندی ستونها ۱۴۳
آرماتور جلدی ۱۵۱
آرماتور حرارت و جمع‌شدگی ۱۴۹
آرماتورگونه ۱۸۳
آرماتورگذاری در دالها ۱۹۵
آرماتورگذاری عرضی ویژه ۳۸۲،۴۰۳
آزمایش بارگذاری ۳۷۲،۳۷۵
آزمایش بارگذاری برای اعضای خمشی ۳۷۵
آزمونه‌های آگاهی ۹۴
آزمایش بارگذاری ۳۷
اتصالات قابها ۲۵۵
اتصالات دال به ستون ۲۹۲
اثر توام برش و پیچش ۲۳۵
اثر لاغری ۲۵۷،۲۶۴
اجزای جمع کننده ۳۸۳
اجزای لبه ۳۷۳
اختلاط بتن ۹۹
ارزیابی ایمنی سازه‌های اجرا شده ۳۷۱
ارزیابی و پذیرش بتن ۹۱،۹۲
افتادگیها ۲۷۵
افتادگی آنی ۲۷۵
افزودنیهای شبه سیمانی ۵۳
افزودنی‌های معدنی ۵۱
افزودنی‌های معدنی خنثی ۵۲
استانداردهای مشخصات و آزمایشها ۶۷
اصول تحلیل ۱۷۵،۱۸۳
اعضای سه‌بعدی ۱۸۵
اعضای صفحه‌ای ۱۸۴
اعضای میله‌ای ۱۸۴
انبار کردن و نگهداری فولاد ۶۶
انتقال بتن ۱۰۲
انحراف استاندارد ۸۶،۸۷
بار آزمایش ۳۷۵،۳۷۶
بارهای وارد بر قالب ۱۵۶
بارگذاری ۱۹۳
بازشوها در دالها ۲۵۳
بارگذاری متناوب ۳۰۴
بازشوها در سیستم دال ۲۹۴
بتن پوسته ۳۸۳
بتن پیش ساخته بعنوان قالب ۱۶۵
بتن پیش‌آکنده ۱۲۰
بتن پاشیده ۱۱۶
بتن پاشیده تر ۱۱۷

بتن پاشیده خشک ۱۱۶
بتن تازه ۱۱۵،۶۸،۶۷
بتن سخت شده ۱۱۶،۶۸،۶۷
بتن مکیده ۱۲۱
بتن‌های با مقاومت کم ۹۴
بتن‌ریزی ۱۰۳،۹۹
بتن‌ریزی در هوای سرد ۱۱۲
بتن‌ریزی در هوای گرم ۱۰۶
بتن‌ریزی در زیر آب ۱۱۸
بتن‌ریزی در مناطق ساحلی خلیج فارس ۱۰۹
بریدن میلگردها ۱۲۶
برش و پیچش ۲۱۷
برش اصطکاکی ۲۲۶
پایه‌های اطمینان ۱۶۱
پایایی سازه‌ها ۲۸
پایایی ۱۸۰،۱۷۸ ،۷۳،۶۹
پایایی بتن ۷۱
پوزولانها ۵۲
پوسته‌ها ۱۸۵
پوشش بتنی روی میلگردها ۱۴۰
پیمانه کردن ۱۰۱،۱۰۰،۹۹
تامین ایمنی در برابر زلزله ۲۹
تراز پایه ۳۸۳
ترک خوردگیها ۲۷۳
تشدید لنگرهای خمشی ۲۶۴
تقلیل ظرفیت باربری ۲۶۸
تغییر شکلها ۲۷۵،۲۷۳
تلاش برشی در شالوده‌ها ۳۳۸
تنش تسلیم فولاد ۶۲،۵۹
تنگ ویژه ۴۰۰،۳۸۳
توزیع فشار خاک ۳۳۶
تیر T شکل ۱۹۹
تیرتیغه‌ها ۲۳۹،۲۱۲،۱۸۵
جوش‌پذیری فولاد ۶۶،۶۰
چرت ۴۴
چشمه دال ۲۹۱
حالات حدی بهره‌برداری ۱۹۹،۱۸۱،۱۷۹
حالات حدی نهایی مقاومت ۲۰۷،۱۹۵،۱۸۱
حالت حدی نهایی مقاومت در برش ۲۲۲
حالت حدی نهایی مقاومت در پیچش ۲۳۱
حداکثر فواصل آرماتور برشی ۲۳۰
حداقل آرماتور برشی ۲۲۹
حداقل برون محوری بار ۲۷۰
خوردگی آرماتور ۷۳
خاکستر بادی ۵۳
خاموتها ۱۴۶
خم کردن میلگردها ۱۲۶
خمش و بارهای محوری ۲۰۵
داربست ۱۵۳
دالها ۲۴۸،۱۸۴
دانه‌های پولکی ۴۴
دانه‌های سوزنی ۴۴

درزهای اجرایی ۱۶۹،۴۱۲
دستکها ۲۴۱
دوده سیلیسی ۵۳
دیافراگم‌های سازه‌ای ۴۱۷،۴۰۷،۳۸۴
دیوارها ۲۴۴،۱۸۵
دیوار همبسته ۴۱۱،۳۸۴
دیوار باربر ۳۲۹،۳۲۶
دیوار برشی ۳۸۴،۳۳۰،۳۲۶
دیوار پای بست ۳۳۱،۳۲۶
دیوار حایل ۳۳۰،۳۲۶
دیوار سازه‌ای ۴۱۷،۴۱۰،۴۰۷،۳۹۵،۳۸۴
دیوارها ۳۲۵
رده‌بندی بتن ۸۵
رنگدانه‌ها ۵۲
رواداری ۱۲۸، ۱۶۵،۱۵۴
روشهای تحلیل ۱۸۳،۲۹
روشهای خاص طراحی ۳۶
روش پلاستیک ۳۱۸
روش تحلیلی برای ارزیابی ایمنی ۳۷۳
روش ضرایب لنگر خمشی ۳۱۴
روش قاب معادل ۳۰۰
روش مستقیم ۳۰۸
زنگ زدگی فولاد ۶۶
زنگ میلگرد ۱۲۸
سازه‌های با شکل‌پذیری کم ۳۹۰
سازه‌های با شکل‌پذیری زیاد ۳۹۵
سازه‌های با شکل‌پذیری متوسط ۳۹۱
سازه‌های ساخته شده ناامن ۳۷۷
سنگدانه‌ها ۶۸،۶۷،۵۵،۵۳،۴۰
سنگدانه‌های مستعد واکنش قلیایی ۴۲
سولفات‌ها ۴۵،۴۳،۴۲
سیستم تیرچه‌های بتنی ۲۰۱
سیستم دال دوطرفه ۲۸۵
سیستم دال ۲۸۹
سیستم تیر-دال ۳۰۹،۳۰۲،۲۹۰
سیمان ۶۷،۶۸،۵۵،۳۹
سیمان پرتلند ۵۳،۳۹
سیمان پرتلند آمیخته آهکی ۴۱
سیمان پرتلند آمیخته پوزولانی ۱۱۰،۱۰۸،۷۵،۴۰
سیمان پرتلند آمیخته روباره‌ای ۱۱۰،۱۰۸،۷۵،۴۰
شانه‌ها ۲۴۱
شالوده‌ها ۳۳۷،۳۳۴،۳۳۳،۲۴۸
شرایط محیطی ۱۴۱،۱۴۰
شرایط محیطی جزایر و حاشیه خلیج فارس ۱۴۲
شعاع ژیراسیون ۲۶۳
شکل‌پذیری ۳۹۵،۳۹۱،۳۹۰،۳۸۵،۲۹
شکل‌پذیری فولاد ۶۵،۶۱
شمع‌ها ۳۳۵
ضخامت دال ۳۱۷،۲۹۲
ضد یخ ۵۴
ضریب انبساط حرارت بتن ۱۸۶
ضریب انبساط حرارتی فولاد ۶۵

ضریب جزیی ایمنی اصلاحی ۱۹۸،۱۸۳
ضرایب ایمنی ۱۸۲
ضرایب تشدید بارها ۱۸۲
ضرایب تقلیل مقاومتها ۱۸۲
طبقات مهار شده جانبی ۲۶۵،۲۶۱
طبقات مهار نشده ۲۶۶
طراحی در برابر زلزله ۳۷۹
طول آزاد قطعات فشاری ۲۶۲
طول موثر قطعات فشاری ۲۶۲
طول گیرایی میلگردهای قلابدار در کشش ۳۵۵
طول گیرایی در گروه میلگردها ۳۵۵
طول گیرایی میلگردها و سیمهای کششی ۳۵۱
طول گیرایی میلگردهای فشاری ۳۵۴
عرض ترک خوردگی ۲۸۴،۲۸۳
عمل آوردن بتن ۱۱۵،۱۰۹،۱۰۶،۱۰۵،۱۰۴
فولاد ۶۸،۶۷،۶۰،۵۹
فولاد سرد اصلاح شده ۶۰
فولاد گرم نورد شده ۶۰
قاب معادل ۲۹۰
قالب ۱۵۳
قالب لغزان ۱۶۳
قالب برای بتن‌ریزی در زیر آب ۱۶۶
قالب روشهای ویژه ساختمانی ۱۶۳
قالب سازه‌های ویژه ۱۶۲
قالب قطعات پیش ساخته ۱۶۴
قالب ماندگار ۱۶۴
قالب‌بتن پیش‌آکنده ۱۶۳
قالب‌برداری ۱۶۰،۱۵۹
قالب‌بندی ۱۵۳
قطر اسمی ۱۳۰
قطر مجاز خمها ۱۳۲
قطعات فشاری ۲۱۳
قلاب استاندارد ۱۳۱
قلاب دوخت ۳۸۵
قلاب ویژه ۳۸۲
قلیاییها ۴۶
کتیبه دالها ۲۹۳
کلافها ۳۸۵
کلافهای رابط بین شالوده ۳۴۴
کلاهک‌های برشی ۲۵۲
کلرید کلسیم ۵۱،۴۹
کلریدها ۴۶،۴۴،۴۳
کنترل‌وبازرسی ۱۲۲،۹۸،۹۷،۹۶ ،۵۷،۵۶،۵۵
کیفیت بتن ،۱۲۲ ۶۹
گروه میلگردهای در تماس ۱۳۸
لوله‌ها و مجراهای مدفون ۲۰۳،۱۶۷
لنگر خمشی موثر در شالوده‌ها ۳۳۹
لنگر خمشی مقاوم محتمل ۴۱۶،۳۸۶
مارپیچ‌ها ۱۴۴
مبانی طراحی ۱۷۷،۲۸
محدودیت آرماتورها در دیوارها ۳۲۷
محدودیت آرماتورها در شالوده ها ۳۴۱

محدودیتهای آرماتور برشی ۲۲۹
محدودیتهای آرماتور پیچشی ۲۳۴
محدودیت آرماتورها در قطعات فشاری ۲۱۴
محدودیت آرماتورها در قطعات کششی ۲۱۱
محدودیت افتادگی ۲۷۸
محدودیتهای فاصله میلگردها ۱۳۷
محافظت میلگردها در برابر حریق ۱۴۲
مفصل پلاستیکی ۳۸۶
مدول الاستیسیته فولاد ۶۵
مدارک فنی ۳۱
مشخصات مصالح ۱۸۵
مصالح بتن ۳۹
مقاومت فشاری متوسط ۸۸،۹۰
مقاومت فشاری مشخصه بتن ۷۰،۷۳،۸۵
مقاومت اتکایی ۲۱۵
مقاومت مشخصه فولاد ۵۹،۶۲،۶۴
ملات ۴۶،۶۷،۶۸
ملاحظات ایمنی در آزمایش بارگذاری ۳۷۹
مواد افزودنی ۴۸،۵۴،۵۷،۶۷،۶۸
مواد افزودنی کاهنده آب ۵۰
مواد افزودنی کندگیرکننده ۵۰
مواد افزودنی تسریع‌کننده ۵۰
مواد افزودنی حباب ساز ۴۹،۷۳
مواد خمیری‌کننده و روان‌کننده ۵۱
مواد زیان‌آور ۴۰،۴۲،۴۳،۴۴،۴۵
مواد زیان‌آور سنگدانه‌ها ۴۲
مهار و وصله آرماتورها ۳۴۷
مهار آرماتور عرضی در جان قطعات خمشی ۳۶۲
مهار آرماتورهای خمشی ۳۵۸
مهار شبکه‌های جوش شده در کشش ۳۵۷
مهار میلگردها ۳۵۱
مهار میلگردها با وسایل مکانیکی ۳۵۷
مهار کردن میلگرد ۱۳۱
میلگرد آجدار ۶۰
میلگرد ساده ۶۰،۶۲،۶۴
میلگردهای عرضی برای اعضای فشاری ۱۴۴
میلگردهای عرضی برای اعضای خمشی ۱۴۸
ناحیه بحرانی ۳۸۶،۳۹۴
نسبتهای اختلاط بتن ۷۰،۷۱،۸۵،۸۶
نظارت و بازرسی ۳۴
نقشه ۳۱،۳۲،۳۳
نوار کناری ۲۹۰
نوار پوشش ۲۹۰
نوار ستونی ۲۹۰
نوار میانی ۲۹۰
وصله کردن میلگردها ۱۳۴
وصله‌های اتکایی ۱۳۴،۱۳۵
وصله‌های پوششی (تماسی یا غیرتماسی) ۱۳۴
وصله آرماتورها ۳۶۴
وصله آرماتورها در ستونها ۳۶۷
وصله شبکه‌های جوش شده سیمهای کششی ۳۶۹
وصله میلگردها یا سیم‌های کششی ۳۶۵

وصله میلگردهای فشاری ۳۶۶
وصله‌های جوشی ۱۳۵،۱۳۴
وصله‌های مکانیکی ۱۳۴
وصله‌های مرکب ۱۳۴
هسته عضو فشاری ۳۸۶
یخ زدن و آب شدن ۷۴،۷۳،۷۲،۴۹

# اصلاح نامه

*خواننده گرامی*

به این وسیله اصلاحات لازم برای رفع اشکالات تایپی و نوشتاری تجدید نظر اول آیین نامه بتن ایران که با استفاده از اظهار نظر های رسیده از طرف خوانندگان گرامی و اعضای کمیته تدوین آیین نامه بتن ایران تهیه شده است ، ضمیمه میگردد.

| شماره‌صفحه | سطر | نادرست | اصلاح شده |
|---|---|---|---|
| ۹۶ | ۶ | ۳-۱-۱۹ | ۳-۱۹ |
| ۱۰۸ | ۱ | تنشهای | تنشهایی |
| ۱۱۹ | ۱۹ | خاج | خارج |
| ۱۹۷ | ۱۰ و ۱۸ | ۹-۱۰ | ۷-۱۰ |
| ۲۱۱ | ۱۴ | مقطع | مقدار |
| ۲۱۲ | ۱۲الی۱۶ | | خط حاشیه سمت راست لازم نیست |
| ۲۲۳ | ۱۷ | ۱-۲-۳-۱۲ | ۲-۱-۳-۱۲ |
| ۲۲۴ | ۸ | $V_C = v_C(1+\frac{N_u}{12A_g})b_w d$ | این فرمول زیادی است و باید حذف شود . |
| ۲۳۰ | ۸ | $A_V + 2A_t = 0.35\frac{b_w d}{f_y}$ (۱۴-۱۲) | $A_V + 2A_t = 0.35\frac{b_w s}{f_y}$ (۱۴-۱۲) |
| ۲۳۲ | ۱۱ | $T_S = 2\phi_C A_0 A_t \frac{f_y}{s}$ (۱۸-۱۲) | $T_S = 2\phi_S A_0 A_t \frac{f_y}{s}$ (۱۸-۱۲) |
| ۲۳۷ | ۱۸ | $0.65\phi_C A_{CV}$ | $6.5\phi_C A_{CV}$ |
| ۲۴۳ | ۱۲ | $\frac{2}{3}(A_f + A_n)$ | $\frac{2}{3}(A_{vf} + A_n)$ |

| شماره‌صفحه | سطر | نادرست | اصلاح شده |
|---|---|---|---|
| ۲۴۳ | آخر | $0.4\frac{f_c}{f_y}$ | $0.04\frac{f_c}{f_y}$ |
| ۲۵۸ | ۴ | رابطه ۱۳- ۵ | رابطه ۱۳- ۲۰ |
| ۲۶۵ | ۱۴ | جهت شوند ، و منفی است و اگر این ..... | جهت شوند ، و منفی است اگر این ..... |
| ۲۶۷ | ۳ | علامت – در مخرج کسر | مخرج کسر : $1-\frac{\sum N_u}{\varphi_n \sum N_c}$ |
| ۲۷۳ | ۹ | آرماتور جلدی | آرماتور گونه |
| ۲۷۴ | ۱۲ | $y_t$ = فاصله محور خنثی در محور ترک نخورده، ..... | $y_t$ = فاصله محور خنثی در مقطع ترک نخورده، ..... |
| ۲۷۵ | ۱۴ | ..... برافتادگی، ناشی از بارگذاری آنی که در ..... | ..... برافتادگی ناشی از بارگذاری آنی ، که در ..... |
| ۲۸۱ | ۴ | .... دارای سختی، $\alpha$ ، .... | .... دارای نسبت سختی ، $\alpha$ ، .... |
| ۲۸۳ | ۶ | .... ، آرماتور گونه ، | .... ، سطح مقطع آرماتور گونه ، |
| ۲۸۹ | ۱۰ | می‌گیرد . از نظر سازه‌ای ..... | می‌گیرد از نظر سازه‌ای ..... |
| ۲۹۴ | ۳ | ..... بر ستون یا از بر ستون منظور کرد . | ..... بر ستون یا از بر سر ستون منظور کرد . |
| ۲۹۶ | ۵ | .... تیر پیشانی یا دیوار ستون .... | .... تیر پیشانی یا دیوار یا ستون .... |

| شماره‌صفحه | سطر | نادرست | اصلاح شده |
|---|---|---|---|
| ۳۰۶ | ۷ | (۷-۱۵) $0.2 \le \frac{\alpha_1 \ell_2^2}{\alpha_1 \ell_1^2} \le 5$ | (۷-۱۵) $0.2 \le \frac{\alpha_1 \ell_2^2}{\alpha_2 \ell_1^2} \le 5$ |
| ۳۰۷ | جدول | | در ستون دوم جدول ۱۵-۶-۹-۲ تمام $a_1$ ها باید به $\alpha_1$ تبدیل شود . |
| ۳۰۷ | ۷ | برای دو نیم دیوار آن طراحی شود . | برای دو نیم نوار آن طراحی شود . |
| ۳۰۸ | ۱۴ | ۱۵-۷-۸ تعیین شوند. | ۱۵-۷-۷ تعیین شوند. |
| ۳۱۰ | ۱۰ | ... ۱۵-۷-۶ تعیین می‌شوند. | ... ۱۵-۶-۷ تعیین می‌شوند. |
| ۳۱۰ | ۱۱ | لنگرهای خمی در ... | لنگرهای خمشی در ... |
| ۳۱۰ | ۱۲ | ۱۵-۷-۷ تعیین می‌شوند. | ۱۵-۷-۶ تعیین می‌شوند. |
| ۳۱۵ | ۱ | (۱۰-۱۵) $\frac{b_w h_b^3}{\ell_n h_b^3} \ge 2$ | (۱۰-۱۵) $\frac{b_w h_b^3}{\ell_n h_s^3} \ge 2$ |
| ۳۲۹ | ۳ | .... میلگردهای قائم یا خاموت .... | .... میلگردهای قائم با خاموت .... |
| ۳۴۰ | ۱۵ | دیوار قرار دارند . | دیوار بتنی قرار دارند . |
| ۳۶۶ | ۱۸ | $0.07 f_y b_d$ | $0.07 f_y d_b$ |
| ۳۷۱ | ۱۰ | ۹-۴-۱-۱۹ | ۹-۴-۱۹ |

| شماره‌صفحه | سطر | نادرست | اصلاح شده |
| --- | --- | --- | --- |
| ۳۷۷ | ۲ | $\ell_1$ | $\ell_t$ |
| ۳۸۱ | ۱۹ | $\rho_n$ = نسبت ..... | $\rho_h$= نسبت ..... |
| ۳۹۲ | ۳ | نباید کمتر مقادیر از .... | نباید کمتر از مقادیر .... |
| ۴۱۷ | ۴ | .... در عوض مورد نظر .... | در عضو مورد نظر .... |
| ۴۱۸ | ۱۲ | بزرگتر یا مساوی ۱/۵ است. | کوچکتر یا مساوی ۱/۵ است. |