وزارت راه و شهرسازی
معاونت مسکن و ساختمان

مقررات ملّی ساختمان ایران

مبحث نهم

طرح و اجرای ساختمان‌های بتن آرمه

دفتر مقررات ملّی ساختمان
ویرایش چهارم۱۳۹۲

سرشناسه:	ایران. وزارت راه و شهرسازی. دفتر امور مقررات ملّی ساختمان
عنوان و نام پدیدآور:	طرح و اجرای ساختمانهای بتن آرمه / تهیه کننده دفتر مقـررات ملّـی سـاختمان؛ [بـرای] وزارت راه و شهرسازی.
وضعیت ویراست:	ویراست ۴.
مشخصات نشر:	تهران، نشر توسعه ایران، ۱۳۹۲.
مشخصات ظاهری:	ض، ۳۹۲ص.
فروست:	مقررات ملّی ساختمان ایران؛ مبحث ۹.
شابک:	۹۷۸-۶۰۰-۳۰۱-۰۱۲-۳
وضعیت فهرست نویسی:	فیپا
موضوع:	ساختمان سازی - - قوانین و مقررات - - ایران
موضوع:	ساختمان های بتن مسلح - - ایران - - طرح و محاسبه.
شناسه افزوده:	ایران. وزارت مسکن و شهرسازی. معاونت امور مسکن و ساختمان
شناسه افزوده:	مقررات ملّی ساختمان ایران؛ مبحث ۹
رده بندی کنگره:	KMH۳۴۰۲/الف۹م۷ ج۹ ۱۳۹۲
رده بندی دیویی:	۳۴۳/۵۵
شماره کتابشناسی ملّی:	۳۲۸۱۶۳۸

نام کتاب: مبحث نهم طرح و اجرای ساختمان‌های بتن آرمه

تهیه کننده:	دفتر مقررات ملّی ساختمان
نـاشر:	نشر توسعه ایران
شمارگان:	۱۰۰۰۰ جلد
شـابک:	۹۷۸-۶۰۰-۳۰۱-۰۱۲-۳
نوبت چاپ:	سوم
تاریخ چاپ:	۱۳۹۳
چاپ و صحافی:	کانون
قیمت:	۱۶۰،۰۰۰ ریال

حق چاپ برای تهیه کننده محفوظ است.

پیش‌گفتار

مقررات ملّی ساختمان مجموعه‌ای است از ضوابط فنی، اجرایی و حقوقی لازم‌الرعایه در طراحی، نظارت و اجرای عملیات ساختمانی اعم از تخریب، نوسازی، توسعه بنا، تعمیر و مرمت اساسی، تغییر کاربری و بهره‌برداری از ساختمان که به منظور تأمین ایمنی، بهره‌دهی مناسب، آسایش، بهداشت و صرفه اقتصادی فرد و جامعه وضع می‌گردد.

در کشور ما و در کنار مقررات ملّی ساختمان، مدارک فنی دیگر از قبیل آیین‌نامه‌های ساختمانی، استانداردها و آیین کارهای ساختمان‌سازی، مشخصات فنی ضمیمه پیمان‌ها و نشریات ارشادی و آموزشی توسط مراجع مختلف تدوین و انتشار می‌یابد که گرچه از نظر کیفی و محتوایی حایز اهمیت هستند، اما با مقررات ملّی ساختمان تمایزهای آشکاری دارند.

آنچه مقررات ملّی ساختمان را از این قبیل مدارک متمایز می‌سازد، الزامی بودن، اختصاری بودن و سازگار بودن آن با شرایط کشور از حیث نیروی انسانی ماهر، کیفیت و کمیت مصالح ساختمانی، توان اقتصادی و اقلیم و محیط می‌باشد تا از این طریق نیل به هدف‌های پیش‌گفته ممکن گردد.

در حقیقت مقررات ملّی ساختمان، مجموعه‌ای از حداقل‌های مورد نیاز و بایدها و نبایدهای ساخت وساز است که با توجه به شرایط فنی و اجرائی و توان مهندسی کشور و با بهره‌گیری از آخرین دستاوردهای روز ملّی و بین‌المللی و برای آحاد جامعه کشور، تهیه و تدوین شده است.

این وزارتخانه که در اجرای ماده ۳۳ قانون نظام مهندسی و کنترل ساختمان وظیفه تدوین مقررات ملّی را به عهده دارد، از چند سال پیش طرح کلی تدوین مقررات ملّی ساختمان را تهیه و به مرحله اجرا گذاشته است که براساس آن، شورایی تحت عنوان «شورای تدوین مقررات ملّی ساختمان» با عضویت اساتید و صاحبنظران برجسته کشور به منظور نظارت بر تهیه و هماهنگی بین مباحث از حیث شکل، ادبیات، واژه‌پردازی، حدود و دامنه کاربرد تشکیل داده و در کنار آن «کمیته‌های تخصصی» را، جهت مشارکت جامعه مهندسی کشور در تدوین مقررات ملّی ساختمان زیر نظر شورا به وجود آورده است.

پس از تهیه پیش‌نویس مقدماتی مبحث موردنظر، کمیته‌های تخصصی مربوط به هر مبحث پیش‌نویس مذکور را مورد بررسی و تبادل نظر قرار داده و با انجام نظرخواهی از مراجع دارای صلاحیت نظیر سازمان‌های رسمی دولتی، مراکز علمی و دانشگاهی، مؤسسات تحقیقاتی و کاربردی، انجمن‌ها و تشکل‌های حرفه‌ای و مهندسی، سازمان‌های نظام مهندسی ساختمان استان‌ها و شهرداری‌های سراسر کشور، آخرین اصلاحات و تغییرات لازم را اعمال می‌نمایند.

متن نهائی این مبحث پس از طرح در شورای تدوین مقررات ملّی ساختمان و تصویب اکثریت اعضای شورای مذکور، به شهرداری‌ها و دستگاه‌های اجرائی و جامعه مهندسی کشور ابلاغ گردیده است.

از زمانی که این وظیفهٔ خطیر به این وزارتخانه محول گردیده، مجدانه سعی شده است با تشکیل شورای تدوین مقررات ملّی ساختمان و کمیته‌های تخصصی مربوط به هر مبحث و کسب نظر از صاحب‌نظران و مراجع دارای صلاحیت بر غنای هر چه بیشتر مقررات ملّی ساختمان بیفزاید و این مجموعه را همان‌طور که منظور نظر قانون‌گذار بوده است در اختیار جامعه مهندسی کشور قرار دهد.

بدین وسیله از تلاشها و زحمات جناب آقای مهندس ابوالفضل صومعلو، معاون محترم وزیر در امور مسکن و ساختمان و جناب آقای دکتر غلامرضا هوائی، مدیرکل محترم مقررات ملّی ساختمان و سایر کسانی که به نحوی در تدوین این مجلد همکاری نموده‌اند، سپاسگزاری می‌نمایم.

عباس آخوندی
وزیر راه و شهرسازی

مقدمه

در کشورهای مختلف به منظور نیل به اهدافی از جمله ایمنی، سلامت، بهداشت و صرفه اقتصادی فرد و جامعه، تدوین و ضوابط و مقرراتی را در بخشهای مختلف فعالیتهای ساختمانی مدنظر قرار داده‌اند، به نحوی که در دنیای امروز کمترین کشوری را می‌توان یافت که با تدوین قوانین عمومی یا اختصاصی، فعالیت‌های ساختمانی را تحت نظم در نیاورده باشد.

در کشور ما نیز وزارت راه و شهرسازی در اجرای ماده ۳۳ قانون نظام مهندسی و کنترل ساختمان تدوین و بازنگری مباحث مقررات ملّی ساختمان را با رویکرد توجه به شرایط اقلیمی و اجرایی کشور و اقتصادی و معیشتی مردم در دستور کار خود قرار داده است.

در برنامه‌ریزی‌های انجام شده از سال ۱۳۸۷ تاکنون بر تدوین و بازنگری مباحث مقررات ملّی ساختمان با هدف آشنایی و هماهنگی دست‌اندرکاران ساخت و ساز با علوم فنی- مهندسی روز دنیا و با هدف ارتقاء کیفیت ساخت و سازها توجه ویژه‌ای شده است. همچنین با هدف شفاف‌سازی و ارائه توضیحات مفهومی درخصوص مباحث مذکور، تهیه راهنماهای مربوطه نیز به جد، در دستور کار دفتر مقررات ملّی ساختمان قرار گرفته است.

آنچه مسلم است شهرداری‌ها بعنوان دستگاه مسئول عهده‌دار کنترل ساخت و ساز در شهرها مهمترین وظیفه را در رعایت مقررات ملّی ساختمان بر عهده دارند که می‌بایست با همکاری سازمان‌های نظام مهندسی ساختمان و سازمان ملّی استاندارد ایران و همچنین با استفاده از کمک تشکل‌های حرفه‌ای نسبت به ترغیب و تشویق استفاده از روش‌های نوین ساخت و حفاظت از طرح‌های بالادستی شهری در این خصوص اقدام کنند.

لازم می‌دانم در اینخصوص از حمایت‌های وزیر محترم راه و شهرسازی، اعضای محترم شورای تدوین مقررات ملّی ساختمان و کمیته‌های تخصصی مزبور و همکارانم در دفتر مقررات ملّی ساختمان که تلاش آنها منتج به تهیه و ابلاغ این مبحث گردیده است، صمیمانه تقدیر و تشکر نمایم و از همه علاقمندان و مهندسان و مرتبطین با حوزه ساخت و ساز تقاضا کنم که هرگونه ایراد و اصلاحی را که نیاز می‌دانند به این دفتر ارسال نمایند.

غلامرضا هوائی

مدیر کل مقررات ملّی ساختمان

هیأت تدوین کنندگان مبحث نهم مقررات ملّی ساختمان

(بر اساس حروف الفبا)

الف) شورای تدوین مقررات ملّی ساختمان

• دکتر محمدعلی اخوان بهابادی	عضو
• مهندس محمدرضا اسماعیلی	عضو
• دکتر اباذر اصغری	عضو
• دکتر شهریار افندی‌زاده	عضو
• دکتر محمدحسن بازیار	عضو
• دکتر منوچهر بهرویان	عضو
• مهندس علی‌اصغر جلال‌زاده	عضو
• دکتر علیرضا رهایی	عضو
• دکتر اسفندیار زبردست	عضو
• مهندس ابوالفضل صومعلو	رئیس
• دکتر محمدتقی کاظمی	عضو
• دکتر ابوالقاسم کرامتی	عضو
• دکتر محمود گلابچی	عضو
• دکتر غلامرضا هوائی	نایب رئیس و عضو

ب) اعضای کمیته تخصصی

• دکتر حمیدرضا اشرفی	عضو
• دکتر فرزاد حاتمی برق	عضو
• دکتر علی‌اکبر رمضانیانپور	عضو
• دکتر علیرضا رهائی	رئیس
• دکتر پرویز قدوسی	عضو
• دکتر ابوالقاسم کرامتی	عضو
• دکتر علی‌اکبر مقصودی	عضو

ج) دبیرخانه شورای تدوین مقررات ملّی ساختمان

• مهندس سهیلا پاکروان	معاون مدیرکل و مسئول دبیرخانه شورا
• دکتر بهنام مهرپرور	رئیس گروه تدوین مقررات ملّی ساختمان

مقدمه مبحث

توسعه مداوم طرحهای عمرانی و حجم بزرگ سرمایه‌های دولتی و خصوصی که هر ساله در کشور صرف انجام عملیات ساختمانی می‌شود اهمیت تدوین، بروزرسانی و ترویج مقررات ملّی ساختمان را آشکار می‌سازد. با توجه به اهتمام جدی دفتر امور مقررات ملّی ساختمان جهت بازنگری و بروز نمودن مباحث، کمیته مبحث نهم بعد از تدوین آخرین ویرایش مبحث در سال ۱۳۸۸، از سال ۱۳۹۱ مجدداً ارزیابی و بازنگری مطالب را آغاز نمود که خوشبختانه در خردادماه ۹۲ پیش‌نویس ویرایش جدید این مبحث آماده شد و در معرض نظرخواهی صاحبنظران و مهندسان قرار گرفت. در این ویرایش نسبت به چاپ قبلی اقدامات زیر انجام شده است:

۱. ویرایش جدید مشتمل بر دو بخش، که بخش اول با عنوان «مفاهیم کلی و مشخصات مصالح» در دوازده فصل و بخش دوم با عنوان «اصول تحلیل و طراحی» نیز در دوازده فصل منظور شده است.
۲. اصلاح برخی اشکالات و رفع ابهامات موجود در فصول مختلف.
۳. در بخش اول با اصلاح برخی فصول قبلی، چهار فصل جدید با عناوین پایایی (دوام) بتن و میلگردهای فولادی، اجرای بتن در شرایط غیرمتعارف، بتن‌های ویژه و ارزیابی و کنترل کیفیت و بازرسی بتن و مطالح مصرفی تدوین و ارائه گردیده است.
۴. در بخش دوم که در قالب ۱۲ فصل ارائه شده ضمن ارائه روشها و مبانی طراحی، به دلیل افزودن موضوع بتن‌های توانمند، اصلاحاتی در فصول مختلف صورت گرفته به طوری که روشهای ارائه شده برای بتنهای معمولی و توانمند قابل استفاده باشد.
۵. با توجه به اهمیت و توسعه استفاده از بتن پیش تنیده در پروژه‌های مختلف ساختمانی از جمله صفحات پوشش، آخرین فصل بخش دوم به معرفی محدودیتهای طراحی و اجرایی اعضای بتن پیش تنیده پرداخته است.

امید است با توجه به تلاش صورت گرفته، محققان و مهندسان با ارزیابی و بکارگیری این مبحث، هر نوع نظرات اصلاحی و تکمیلی را جهت بررسی و اعمال در ویرایش بعدی در اختیار این کمیته قرار دهند.

کمیته تخصصی مبحث نهم مقررات ملّی ساختمان

فهرست مطالب

عنوان **صفحه**

۹-۱ کلیــات

۹-۱-۱ هدف ۱

۹-۱-۲ دامنه کاربرد ۱

۹-۱-۳ مبانی طراحی ۱

۹-۱-۴ ضوابط خاص برای تأمین ایمنی در برابر زلزله ۲

۹-۱-۵ واحدها ۲

۹-۱-۶ علایم و اختصارات ۳

۹-۲ شرایط کلی ارائه و تائید مدارک فنی و مستندسازی ۵

۹-۲-۱ ارائه طرح و محاسبه، نقشه‌ها و مدارک فنی ۵

۹-۲-۲ نظارت و بازرسی ۷

۹-۲-۳ آزمایش بارگذاری ۹

۹-۲-۴ تصویب روشهای خاص طراحی یا اجرا ۹

۹-۳ مصالح و اجزای بتن ۱۱

۹-۳-۱ کلیات ۱۱

۹-۳-۲ سیمان ۱۱
۹-۳-۳ سنگدانه یا مصالح سنگی ۱۶
۹-۳-۴ آب ۱۹
۹-۳-۵ مواد افزودنی ۱۹
۹-۳-۶ مواد جایگزین سیمان یا مکمل سیمان ۲۰

۹-۴ میلگردهای مصرفی ۲۳
۹-۴-۰ علایم اختصاری ۲۳
۹-۴-۱ میلگردهای فولادی ۲۴
۹-۴-۲ میلگردهای کامپوزیتی ۲۹

۹-۵ مقاومت بتن ۳۳
۹-۵-۰ علائم اختصاری ۳۳
۹-۵-۱ کلیات ۳۳
۹-۵-۲ مبانی تعیین نسبت‌های اختلاط بتن ۳۵
۹-۵-۳ تعیین نسبت‌های اختلاط براساس تجربه کارگاهی و مخلوط‌های آزمایشی ۳۶

۹-۶ پایایی (دوام) بتن و میلگردهای فولادی ۴۳
۹-۶-۱ کلیات ۴۳
۹-۶-۲ مکانیزم‌های کاهنده پایایی ۴۴
۹-۶-۳ ضوابط ویژه برای افزایش پایایی در شرایط محیطی مختلف ۴۵
۹-۶-۴ دسته‌بندی شرایط محیطی و الزامات برای بتن مسلح در معرض یون‌های کلرید ۴۶
۹-۶-۵ تخمین عمر مفید ساختمان‌های بتن مسلح ۴۹
۹-۶-۶ دوام در محیط‌های در معرض دوره‌های یخ زدن و آب شدن ۵۱
۹-۶-۷ تدابیر احتیاطی در محیط‌های سولفاتی ۵۱

۹-۶-۸ پوشش بتنی روی میلگردها ۵۷

۹-۷ اجرای بتن ۵۹

۹-۷-۱ نیروی انسانی، تجهیزات و آماده‌سازی محل بتن‌ریزی ۵۹

۹-۷-۲ اختلاط بتن ۶۰

۹-۷-۳ انتقال بتن ۶۲

۹-۷-۴ بتن‌ریزی ۶۳

۹-۷-۵ تراکم بتن ۶۵

۹-۷-۶ پرداخت سطح بتن ۶۶

۹-۷-۷ عمل‌آوری ۶۹

۹-۸ اجرای بتن در شرایط غیر متعارف ۷۳

۹-۸-۱ شرایط غیر متعارف ۷۳

۹-۸-۲ اجرای بتن در هوای گرم ۷۳

۹-۸-۳ ضوابط ویژه اجرای بتن در مناطق ساحلی خلیج فارس و دریای عمان ۷۸

۹-۸-۴ ضوابط ویژه اجرای بتن در هوای سرد ۸۰

۹-۸-۵ مشخصات بتن پمپی (پمپ شونده) ۸۵

۹-۸-۶ مشخصات بتن‌های پاشیدنی (شاتکریت) ۸۷

۹-۸-۷ مشخصات بتن‌های مصرفی برای بتن‌ریزی از طریق ترمی (قیف و لوله) ۸۷

۹-۸-۸ مشخصات بتن‌های مصرفی در شمع‌های بتنی درجاریز ۸۸

۹-۹ بتن‌های ویژه ۸۹

۹-۹-۰ علائم اختصاری ۸۹

۹-۹-۱ کلیات ۸۹

۹-۹-۲ بتن پرمقاومت ۹۰

۹-۹-۳ بتن الیافی ۹۴
۹-۹-۴ بتن خودتراکم ۹۶
۹-۹-۵ بتن اصلاح شده با پلیمر ۱۰۰
۹-۹-۶ بتن سنگین ۱۰۲
۹-۹-۷ بتن سبک ۱۰۴

۹-۱۰ ارزیابی و کنترل کیفیت و بازرسی بتن و مصالح مصرفی ۱۰۷
۹-۱۰-۰ علائم اختصاری ۱۰۷
۹-۱۰-۱ کلیات ۱۰۸
۹-۱۰-۲ ضوابط پذیرش سیمان‌های پرتلند ۱۰۸
۹-۱۰-۳ ضوابط پذیرش سنگدانه‌های مصرفی در بتن ۱۱۵
۹-۱۰-۴ ضوابط پذیرش آب مصرفی در بتن ۱۲۳
۹-۱۰-۵ ضوابط پذیرش مواد افزودنی مصرفی در بتن ۱۲۶
۹-۱۰-۶ ضوابط پذیرش پوزولان‌ها و مواد شبه سیمانی ۱۲۸
۹-۱۰-۷ ضوابط پذیرش میلگردهای مصرفی در بتن ۱۲۸
۹-۱۰-۸ ضوابط پذیرش بتن‌های مصرفی در کارگاه ۱۳۳
۹-۱۰-۹ کنترل و بازرسی بتن و اجرای آن ۱۴۷

۹-۱۱ ضوابط فولادگذاری ۱۵۱
۹-۱۱-۱ بریدن میلگردها ۱۵۱
۹-۱۱-۲ خم کردن میلگردها ۱۵۱
۹-۱۱-۳ جایگذاری و بستن آرماتورها ۱۵۲
۹-۱۱-۴ کاربرد توام انواع مختلف فولاد ۱۵۳
۹-۱۱-۵ رواداری‌ها ۱۵۳
۹-۱۱-۶ نقشه‌ها و جزئیات لازم برای اجرای میلگردها ۱۵۳

۹-۱۲ ضوابط قالب بندی در بتن، لوله‌ها و مجراهای مدفون و درزهای بتن **۱۵۵**
۹-۱۲-۰ علائم اختصاری ۱۵۵
۹-۱۲-۱ کلیات و تعاریف ۱۵۵
۹-۱۲-۲ درزهای بتن ۱۷۳

۹-۱۳ اصول تحلیل و طراحی **۱۷۷**
۹-۱۳-۰ علائم اختصاری ۱۷۷
۹-۱۳-۱ گستره ۱۷۸
۹-۱۳-۲ اهداف طراحی ۱۷۹
۹-۱۳-۳ اصول پایه طراحی ۱۸۰
۹-۱۳-۴ ضرایب ایمنی ۱۸۱
۹-۱۳-۵ اعضای سازه‌ای ۱۸۲
۹-۱۳-۶ اصول تحلیل ۱۸۳
۹-۱۳-۷ مشخصات مصالح ۱۸۴
۹-۱۳-۸ مشخصات هندسی ۱۸۶
۹-۱۳-۹ بارگذاری ۱۸۷
۹-۱۳-۱۰ طراحی در حالت حدی نهایی مقاومت ۱۸۷
۹-۱۳-۱۱ کنترل در حالت حدی بهره برداری ۱۹۰

۹-۱۴ خمش و بارهای محوری **۱۹۱**
۹-۱۴-۰ علائم اختصاری ۱۹۱
۹-۱۴-۱ گستره ۱۹۲
۹-۱۴-۲ حالت حدی نهایی مقاومت در خمش و نیروی محوری ۱۹۳
۹-۱۴-۳ فرضیات طراحی مقطع ۱۹۴
۹-۱۴-۴ ضوابط کلی طراحی ۱۹۵
۹-۱۴-۵ محدودیت‌های آرماتورها در قطعات خمشی ۱۹۶
۹-۱۴-۶ ضوابط تیرهای **T** شکل و تیرچه‌های بتنی ۱۹۷

۹-۱۴-۷ فاصله تکیه‌گاه‌های جانبی قطعات خمشی ۲۰۰
۹-۱۴-۸ ابعاد طراحی برای قطعات فشاری ۲۰۰
۹-۱۴-۹ محدودیت‌های آرماتورها در قطعات فشاری (ستون‌ها) ۲۰۱
۹-۱۴-۱۰ مقاومت اتکایی ۲۰۲
۹-۱۴-۱۱ محدودیت‌های فولادگذاری جهت اعضای خمشی یا فشاری ۲۰۳

۹-۱۵ برش و پیچش ۲۰۷
۹-۱۵-۰ علائم اختصاری ۲۰۷
۹-۱۵-۱ گستره ۲۱۱
۹-۱۵-۲ حالت حدی نهایی مقاومت در برش ۲۱۱
۹-۱۵-۳ نیروی برشی مقاوم تأمین شده توسط بتن ۲۱۲
۹-۱۵-۴ نیروی برشی تأمین شده توسط آرماتورها ۲۱۳
۹-۱۵-۵ ضوابط کلی طراحی برای برش ۲۱۵
۹-۱۵-۶ محدودیت آرماتورهای برشی ۲۱۶
۹-۱۵-۷ حالت حدی نهائی پیچش ۲۱۷
۹-۱۵-۸ لنگر پیچشی مقاوم تأمین شده توسط آرماتورهای پیچشی ۲۱۸
۹-۱۵-۹ ترکیب پیچش و خمش - پیچش و برش ۲۱۹
۹-۱۵-۱۰ محدودیت‌های آرماتورهای پیچشی ۲۱۹
۹-۱۵-۱۱ لنگر پیچشی نهایی در اعضای ساختمان‌های نامعین ۲۲۱
۹-۱۵-۱۲ جزئیات تکمیلی آرماتورهای عرضی ۲۲۱
۹-۱۵-۱۳ برش‌اصطکاکی ۲۲۳
۹-۱۵-۱۴ ضوابط ویژه برای اعضای خمشی با ارتفاع زیاد (تیرهای عمیق) ۲۲۵
۹-۱۵-۱۵ ضوابط ویژه برای دستک‌ها و شانه‌ها ۲۲۷
۹-۱۵-۱۶ ضوابط ویژه برای دیوارها ۲۲۹
۹-۱۵-۱۷ ضوابط ویژه برای دال‌ها و شالوده‌ها ۲۳۱
۹-۱۵-۱۸ ضوابط ویژه برای اتصالات قاب‌ها ۲۳۷

۹-۱۶ اثر لاغری و کمانش ۲۳۹
۹-۱۶-۰ علائم اختصاری ۲۳۹

۹-۱۶-۱ گستره ۲۴۱
۹-۱۶-۲ کلیات ۲۴۱
۹-۱۶-۳ طبقات مهارشده جانبی ۲۴۲
۹-۱۶-۴ طول آزاد قطعات فشاری ۲۴۲
۹-۱۶-۵ طول موثر قطعات فشاری ۲۴۳
۹-۱۶-۶ شعاع ژیراسیون ۲۴۴
۹-۱۶-۷ ضوابط اثر لاغری ۲۴۴
۹-۱۶-۸ روش تشدید لنگرهای خمشی ۲۴۵
۹-۱۶-۹ حداقل برو محوری بار ۲۴۸
۹-۱۶-۱۰ اثر لاغری در قطعات فشاری تحت اثر خمش دو محوره ۲۴۸
۹-۱۶-۱۱ تشدید لنگر خمشی در قطعات خمشی متصل به قطعات فشاری ۲۴۹

۹-۱۷ تغییرشکل و ترک‌خوردگی ۲۵۱
۹-۱۷-۰ علائم اختصاری ۲۵۱
۹-۱۷-۱ گستره ۲۵۳
۹-۱۷-۲ تغییرشکل ۲۵۳
۹-۱۷-۳ ترک‌خوردگی‌ها ۲۵۹

۹-۱۸ طراحی دال ۲۶۳
۹- ۱۸-۰ علائم اختصاری ۲۶۳
۹-۱۸-۱ گستره ۲۶۴
۹- ۱۸-۲ تعاریف ۲۶۴
۹-۱۸-۳ ضوابط کلی طراحی دال‌ها ۲۶۶
۹-۱۸-۴ آرماتورگذاری در دال‌ها ۲۶۸

۹-۱۹ طراحی دیوار ۲۷۱
۹-۱۹-۰ علائم اختصاری ۲۷۱
۹-۱۹-۱ گستره ۲۷۱

۹-۱۹-۲ تعاریف ۲۷۱
۹-۱۹-۳ ضوابط کلی طراحی ۲۷۲
۹-۱۹-۴ محدودیت آرماتورها ۲۷۲
۹-۱۹-۵ دیوارهای باربر ۲۷۴
۹-۱۹-۶ دیوارهای برشی ۲۷۵
۹-۱۹-۷ دیوارهای حائل ۲۷۶

۹-۲۰ طراحی شالوده ۲۷۷
۹-۲۰-۰ علائم اختصاری ۲۷۷
۹-۲۰-۱ گستره ۲۷۷
۹-۲۰-۲ تعاریف ۲۷۸
۹-۲۰-۳ ضوابط کلی طراحی ۲۷۹
۹-۲۰-۴ ضوابط تعیین بارهای وارد بر شالوده‌ها ۲۸۱
۹-۲۰-۵ آرماتورهای شالوده‌ها و شمع‌ها و محدودیتهای آنها ۲۸۴
۹-۲۰-۶ انتقال نیرو از پای ستون، دیوار یا ستون پایه بتنی به شالوده ۲۸۵
۹-۲۰-۷ محدود کردن حرکت نسبی شالوده‌ها ۲۸۷
۹-۲۰-۸ آرماتورهای حرارت و جمع‌شدگی در شالوده‌ها ۲۸۸

۹-۲۱ مهار و وصله آرماتور ۲۹۱
۹-۲۱-۰ علائم اختصاری ۲۹۱
۹-۲۱-۱ گستره ۲۹۲
۹-۲۱-۲ مهار میلگردها ۲۹۳
۹-۲۱-۳ ضوابط مهار آرماتورهای خمشی ۲۹۸
۹-۲۱-۴ وصله میلگردها ۳۰۱

۹-۲۲ ضوابط ویژه طراحی در برابر آتش‌سوزی **۳۰۷**
۹-۲۲- ۰ علائم اختصاری ۳۰۷
۹-۲۲-۱ گستره ۳۰۷
۹-۲۲-۲ مدت زمان مقاومت در برابر حریق ۳۰۸
۹-۲۲-۳ اثر تغییرات درجه حرارت بر مقاومت مصالح مصرفی ۳۰۸
۹-۲۲-۴ ملاحظات طراحی ۳۱۰

۹-۲۳ ضوابط ویژه برای طراحی در برابر زلزله **۳۱۵**
۹-۲۳-۰ علائم اختصاری ۳۱۵
۹-۲۳-۱ گستره ۳۱۷
۹-۲۳-۲ ضوابط کلی طراحی ۳۱۸
۹-۲۳-۳ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری متوسط ۳۲۳
۹-۲۳-۴ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد ۳۲۷

۹-۲۴ طرح و محاسبه قطعات بتن پیش تنیده **۳۴۵**
۹-۲۴-۰ علائم اختصاری ۳۴۵
۹-۲۴-۱ گستره ۳۴۹
۹-۲۴-۲ تعاریف ۳۴۹
۹-۲۴-۳ روش‌های پیش‌تنیدگی بتن ۳۵۱
۹-۲۴-۴ ضوابط کلی طراحی ۳۵۲
۹-۲۴-۵ مشخصات بتن مصرفی ۳۵۲
۹-۲۴-۶ فولاد پیش‌تنیدگی ۳۵۴
۹-۲۴-۷ حالت‌های حدی نهایی مقاومت ۳۵۸
۹-۲۴-۸ کنترل پایداری قطعات بتن پیش‌تنیده ۳۶۰
۹-۲۴-۹ حالت حدی بهره‌برداری ۳۶۱

۹-۲۴-۱۰ طراحی برشی ۳۶۳
۹-۲۴-۱۱ پیچش ۳۶۶
۹-۲۴-۱۲ کنترل مقاومت در پشت گیره‌ها و خفت انداختن سیم‌ها ۳۶۷
۹-۲۴-۱۳ جزئیات اجرایی ۳۷۰
۹-۲۴-۱۴ ضوابط مربوط به آرماتورهای معمولی ۳۷۳

۹-۱ کلیــات

۹-۱-۱ هدف

هدف این مبحث ارائه حداقل ضوابط و مقرراتی است که با رعایت آنها شرایط ایمنی، قابلیت بهره‌برداری و پایایی ساختمان‌های موضوع این مبحث فراهم شود.

۹-۱-۲ دامنه کاربرد

۹-۱-۲-۱ ضوابط و مقررات این مبحث باید در مشخصات مواد تشکیل دهنده و طرح، محاسبه، اجرا و کنترل ساختمان‌های بتنی، رعایت شوند. این ضوابط مربوط به ساختمان‌های بتنی با سنگدانه‌های معمولی و سبک و سیمان پرتلند یا سیمان آمیخته و با مقاومت مشخصه حداقل برابر ۲۰ مگاپاسکال و یا اعضای بتن پیش‌تنیده با حداقل مقاومت مشخصه ۳۰ مگاپاسکال می‌باشد.

۹-۱-۲-۲ در مواردی که ضوابط این مبحث دارای ابهام یا مسکوت می‌باشد، استعلام از دفتر مقررات ملّی ساختمان ملاک عمل خواهد بود.

۹-۱-۳ مبانی طراحی

۹-۱-۳-۱ در این مبحث مبنای طراحی ساختمان‌ها برای حصول ایمنی و قابلیت بهره‌برداری، بررسی و کنترل آنها در حالت‌های حدی است. روش کلی طراحی مبتنی بر جنبه‌های احتمالاتی است که با

اعمال ضرایب جزئی ایمنی به مقادیر مشخصه بارها و آثار موثر بر ساختمان طبق مبحث ششم مقررات ملّی ساختمان و مقادیر مشخصه مقاومت‌های بتن و فولاد، در محاسبه منظور می‌شوند.

۹-۱-۳-۲ پایایی ساختمان‌ها با توجه به شرایط رویارویی آنها با محیط، از طریق 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 جادادن بتن، عمل‌آوردن و مراقبت بتن، ضخامت پوشش بتن و درزهای ساختمانی، تأمین می‌شود.

۹-۱-۴ ضوابط خاص برای تأمین ایمنی در برابر زلزله

در این مبحث برای رفتار ساختمان‌های بتن‌آرمه در برابر آثار ناشی از زلزله، سه سطح شکل‌پذیری کم، شکل‌پذیری متوسط و شکل‌پذیری زیاد (ویژه) در نظر گرفته شده است. ضوابط مندرج در متن این مبحث تأمین‌کننده حد شکل‌پذیری کم بوده و ضوابط ویژه تأمین حدود شکل‌پذیری متوسط و زیاد در فصل بیست و سوم گنجانده شده است.

۹-۱-۵ واحدها

سیستم واحدهای مورد استفاده برای کمیت‌های مختلف در این مبحث سیستم دهدهی بین‌المللی (SI) است.

واحدهایی‌که در این مبحث مورد استفاده قرار گرفته‌اند، عبارتند از:

الف- برای طول متر (m) و میلیمتر (mm)

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

پ- برای بارهای متمرکز و وزن، کیلونیوتن (kN) و برای بارهای گسترده خطی، کیلونیوتن بر متر (kN/m) و برای بارهای گسترده در سطح، کیلونیوتن بر مترمربع (kN/m^2) برابر با یک کیلوپاسکال (kPa)

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)، معادل یک نیوتن بر میلیمتر مربع، یا مگانیوتن بر مترمربع (MN/m^2)

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

ح- برای دما، درجه سلسیوس (°C)

۹-۱-۶ علایم و اختصارات

علایم و اختصارات مورد استفاده در این مبحث بطور کلی بنحوی اختیار شده است که هماهنگ با علائم و اختصارات متحدالشکل مورد تأیید سازمان بین‌المللی استاندارد (ISO) باشد.

۹-۲ شرایط کلی ارائه و تائید مدارک فنی و مستندسازی

۹-۲-۱ ارائه طرح و محاسبه، نقشه‌ها و مدارک فنی

۹-۲-۱-۱ نقشه‌های ساختمان‌های بتن‌آرمه 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 مزبور که مبنای محاسبات ساختمان بتنی قرار گرفته و به امضای مهندس محاسب رسیده باشد باید به نقشه‌های ساختمان بتنی ضمیمه و به مقامات رسیدگی‌کننده تحویل شود.

۹-۲-۱-۲ همراه با نقشه‌های ساختمان بتن‌آرمه، که برای تصویب ارائه می‌شوند، باید دفترچه محاسبات فنی شامل نکات زیر ارائه شود.

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

ب- فرضیات و مطالعات انجام شده در مورد مقاومت خاک، سطح سفره آب زیرزمینی و سایر اطلاعات ژئوتکنیکی لازم.

پ- مباحث و آئین‌نامه‌های مورد استفاده برای طراحی

ت- 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.

ث- فرضیات محاسباتی از نظر مشخصات بارهای دائمی، سربارهای بهره‌برداری، بارهای جوی (باد و برف و باران) و بارهای اتفاقی (زلزله و...)

ج- پلان‌ها و نقشه قاب‌های بارگذاری شده.

چ- روش‌های مورد استفاده برای تحلیل و طراحی، نرم‌افزارهای مورد استفاده برای این امر و تنش ها و ضرایب ویژه‌ای که مبنای محاسبه قرار گرفته‌اند.

ح- جزئیات 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.

۹-۲-۱-۳ بسته به مورد دو نوع نقشه برای اجرای ساختمان‌ها تهیه می‌شوند:

۹-۲-۱-۳-۱ نقشه‌های طراحی، که علاوه بر اطلاعات نقشه‌های محاسباتی، شامل جزئیات اجرایی ساختمان از قبیل قطر، تعداد و طول میلگردها، محل قطع و وصله کردن آنها، نوع وصله‌ها و نظایر آن هستند، بطوریکه اجرای ساختمان به کمک این نقشه‌ها بدون ابهام میسر باشد. نقشه‌های اجرایی ساختمان‌های بتن آرمه با رعایت شرایط زیر باید توسط مهندس محاسب صلاحیت‌دار تهیه و به مقامات رسیدگی‌کننده تسلیم شود:

الف- نقشه‌ها باید با اطلاعات کافی و به‌طور 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- جزئیات 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 و مقاومت مشخصه بتن و فولاد باید در نقشه‌ها داده شوند.

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

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

۹-۲-۱-۳-۲ نقشه‌های کارگاهی، که متناسب با شرایط هر ساختمان و سازندگان آن، با استفاده از جزئیات داده شده در نقشه‌های اجرایی و با مقیاس بزرگ، برای قسمت‌های خاص و حساس ساختمان تهیه می‌شوند. این نقشه‌ها باید بر اساس نیازهای کارگاه و برمبنای نقشه‌های اجرایی، همزمان با عملیات اجرایی تهیه شوند و به تأیید دستگاه نظارت برسند.

۹-۲-۲ نظارت و بازرسی

۹-۲-۲-۱ اجرای ساختمان‌های بتنی باید تحت نظر مهندسان صاحب صلاحیت انجام گیرد. توصیه می‌شود که تا حد امکان نظارت عالیه توسط مهندس محاسب یا افرادصلاحیت داری که نمایندگی او را دارند انجام پذیرد.

۹-۲-۲-۲ دفترچه‌ای بنام دفترچه کارگاه باید همواره، در کارگاه موجود باشد و در آن، موارد زیر برای تمامی بتن‌ها درج شوند:

الف- رده، کیفیت و نسبت‌های اختلاط مصالح بتن.

ب- تاریخ قالب بندی، آرماتورگذاری، بتن‌ریزی و قالب برداری.

پ- ساعت ساخت و ریختن بتن.

ت- شرایط جوی، از قبیل دما و بارندگی.

ث- نتایج آزمایش‌هایی که روی نمونه‌های مختلف انجام می‌شوند.

ج- هرگونه بار قابل توجه اعمال شده بر کف‌های تمام شده، دیوارها و سایر اعضا درحین ساخت.

چ - نام، سمت و امضای عوامل اجرایی فنی حاضر در محل کار.

ح- پیشرفت کلی کار

پرونده گزارش‌های روزانـه حـاوی اطـلاعـات یاد شده می‌تواند جایگزین دفترچه کارگاه شود.

۹-۲-۲-۳ در مواقعی که دما کمتر از ۵ و یا بیشتر از۳۲ درجه سلسیوس باشد درج ارقام کامل مربوط به دما در دفترچه کارگاه ضرورت قطعی دارد. در این‌گونه موارد باید تمامی تدابیری که برای حفظ بتن از سرما و گرما به کار برده شده است در دفترچه کارگاه منعکس شود.

۹-۲-۲-۴ دفترچه کارگاه (یا پرونده گزارش‌های روزانه) شامل اطلاعات مذکور باید به امضای مهندس مسئول و ناظر کارگاه برسد و در تمام مدت اجرای عملیات ساختمانی در محل کارگاه باشد، بطوریکه هنگام مراجعه بازرسان ساختمان بتواند در اختیار آنان قرار گیرد.

یک نسخه از این دفترچه باید بعد از اتمام عملیات ساختمانی همراه با نقشه‌های اجرایی نهایی، نزد صاحب کار (نظیر اسناد مالکیت) و نسخه دیگر نزد مهندس ناظر حفظ و نگهداری شود. ضبط و نگهداری این اطلاعات به صورت رایانه‌ای برای ساختمان‌های مهم الزامی است.

۹-۲-۲-۵ چنانچه ضمن اجرای کارهای ساختمانی و در نتیجه بازرسی ساختمان (تبصره ۱) ملاحظه شود که کارها طبق نقشه‌های اجرایی انجام نیافته یا در اجرای بعضی از قسمت‌های کار اصول فنی مراعات نشده است، بازرسان ساختمان باید مراتب را به مسئول کارگاه تذکر دهند و در صورتی که معایب موجود احتمال بروز خطری برای ساختمان داشته باشند، از کمیسیون فنی بدوی (تبصره ۲) تقاضای رسیدگی فوری کنند.

کمیسیون فنی بدوی بلافاصله در کارگاه تشکیل می‌شود و در صورت لزوم دستور توقف تمام و یا قسمتی از کار را صادر و موضوع را برای رسیدگی قطعی به کمیسیون فنی نهایی ارجاع می‌کند. کمیسیون فنی نهایی به موارد مربوط رسیدگی می‌کند و در صورت لزوم به بررسی محل، برداشت جزئیات و ابعاد اعضای ساخته شده، و انجام آزمایش‌های لازم برای ارزیابی کیفیت مصالح مصرفی و ایمنی اقدام و تصمیم مقتضی اتخاذ می‌کند.

تبصره ۱: بازرسان ساختمان، مأموران و مقامات صلاحیت‌داری هستند که بموجب قوانین و آیین‌نامه‌های کشور و شهرداری محل اختیار بازرسی طرح و اجرای کار را دارند و به

طورکلی افرادی هستند که مسئولیت نظارت عالی فنی و کنترل اعمال ضوابط این مبحث را برعهده دارند.

تبصره ۲: اعضای کمیسیون‌های فنی بدوی و نهایی به موجب قوانین و مجموعه مقررات ملّی ساختمان و شهرداری محل تعیین خواهند شد.

۹-۲-۳ آزمایش بارگذاری

۹-۲-۳-۱ هرگاه 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 قسمتی از آن را که مشکوک است صادر کنند. در این دستور باید جزئیات و مشخصات فنی و نقشه‌های لازم برای آزمایش بارگذاری اعلام شود.

۹-۲-۳-۲ آزمایش بارگذاری باید تحت نظر کمیسیون فنی بدوی پس از گذشت حداقل ۸ هفته از زمان اجرای قسمت یا موضع موردنظر به عمل آید؛ مگر آنکه طراح و صاحب کار با آزمایش قطعات در سن کمتر موافقت کنند. در صورتی‌که اجرای ساختمان توسط پیمانکار یا پیمانکاران 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 تأمین شده باشد.

۹-۲-۴ تصویب روشهای خاص طراحی یا اجرا

اگر برای تحلیل و طراحی، ارزیابی ایمنی، یا اجرای ساختمان‌های موضوع این مبحث روش‌های جدید ابداع و پیشنهاد شوند که کاربرد آنها در این مبحث پیش‌بینی نشده باشد یا کاملاً منطبق بر ضوابط این مبحث به شمار نیاید، ولی اعتبار آنها از طریق توجیه علمی ثابت شده باشد، ابداع کنندگان این روش‌ها می‌توانند از مراجع ذیصلاح درخواست کنند که موضوع جهت بررسی به دفتر امور مقررات ملّی ساختمان و کمیته‌های تخصصی مربوطه ارجاع شود.

۹-۳ مصالح و اجزای بتن

۹-۳-۱ کلیات

مصالح مصرفی اصلی بتن عبارتند از سیمان، سنگدانه درشت یا مصالح سنگی درشت دانه (شن)، سنگدانه ریز یا مصالح سنگی ریزدانه (ماسه) و آب. علاوه بر این مصالح، مواد اصلاح‌کننده خواص بتن، یعنی مواد افزودنی، پوزولان‌ها و مواد شبه سیمانی، نیز می‌توانند در بتن استفاده شوند.

۹-۳-۲ سیمان

سیمان‌های مصرفی در بتن عبارتند از سیمان‌های پرتلند پنج گانه و سیمان‌های ویژه.

۹-۳-۲-۱ سیمان‌های پرتلند

سیمان پرتلند، نوعی سیمان هیدرولیکی است که به طور عمده شامل CaO، SiO_2، Al_2O_3 و Fe_2O_3 است. این اکسیدها عمدتا به صورت پیوند یافته در بتن وجود دارند و شامل ترکیبات زیر می‌شوند:

$3CaO.SiO_2 (C_3S)$
$2CaO.SiO_2 (C_2S)$
$3CaO.Al_2O_3 (C_3A)$
$4CaO.Al_2O_3.Fe_2O_3 (C_4AF)$

به منظور تنظیم و افزایش زمان گیرش سیمان پرتلند، کلینکر آن را به همراه مقدار مناسبی سنگ گچ یا سولفات کلسیم متبلور خام آسیاب می‌کنند.

انواع سیمان‌های پرتلند عبارتند از:

۱) سیمان پرتلند نوع یک (I)، یا سیمان پرتلند معمولی، که با نماد «پ-۱» نشان داده می‌شود. سیمان پرتلند نوع یک، خود به سه نوع «۳۲۵-۱»، «۴۲۵-۱» و «۵۲۵-۱» تقسیم می‌شود.

۲) سیمان پرتلند نوع دو (II)، یا سیمان پرتلند اصلاح شده، که با نماد «پ-۲» نشان داده می‌شود.

۳) سیمان پرتلند نوع سه (III)، یا سیمان زود سخت شونده، که با نماد «پ-۳» نشان داده می‌شود.

۴) سیمان پرتلند نوع چهار (IV)، یا سیمان با حرارت زایی کم، که با نماد «پ-۴» نشان داده می‌شود.

۵) سیمان پرتلند نوع پنج (V)، یا سیمان مقاوم در برابر سولفات، که با نماد «پ-۵» نشان داده می‌شود.

سیمان‌های پرتلند را به صورت کیسه‌ای بسته‌بندی و مصرف کرده و یا به صورت فله‌ای مصرف می‌کنند.

۹-۳-۲-۱-۱ سیمان‌های ویژه

۹-۳-۲-۱-۲ سیمان پرتلند سفید

این سیمان، از آسیاب کردن کلینکر سیمان سفید با مقدار مناسبی سنگ گچ به دست می‌آید. میزان اکسید آهن و اکسید منیزیم در این نوع سیمان ناچیز است.

۹-۳-۲-۱-۳ سیمان پرتلند رنگی

سیمان پرتلند رنگی، از افزودن مواد رنگی معدنی بی اثر شیمیایی به سیمان پرتلند معمولی یا سفید به دست می‌آید. از سیمان پرتلند معمولی برای ساخت سیمان‌های پرتلند رنگی قرمز، قهوه‌ای و سیاه، برای ساخت سیمان‌های به رنگ‌های دیگر، از سیمان سفید استفاده می‌شود. استفاده از این نوع سیمان به عنوان بتن سازه‌ای مجاز است.

۹-۳-۲-۱-۲ سیمان‌های پرتلند آمیخته

۹-۳-۲-۱-۲-۱ سیمان‌پرتلند پوزولانی

سیمان پرتلند پوزولانی، چسباننده‌ای هیدرولیکی است که مخلوط کامل، یکنواخت و همگنی از سیمان پرتلند و پوزولان می‌باشد.

سیمان‌های پرتلندِ آمیخته با پوزولان‌های طبیعی، به دو گروه سیمان پرتلند پوزولانی معمولی و سیمان پرتلند پوزولانی ویژه تقسیم‌بندی می‌شوند.

سیمان پرتلند پوزولانی معمولی، دارای پوزولان به میزان حداقل ۵ و حداکثر ۱۵ درصد وزنی می‌باشد. این نوع سیمان با نماد «پ.پ» نشان داده می‌شود و برای مصارف عمومی در ساخت ملات یا بتن به کار می‌رود.

سیمان پرتلند پوزولانی ویژه، دارای پوزولان به میزان بیش از ۱۵ درصد تا ۴۰ درصد وزنی است. این نوع سیمان با نماد «پ.پ.و» نشان داده می‌شود و معمولاً برای ساخت بتن‌های حجیم و نیز در مواردی که بتن تحت تهاجم شیمیایی قرار می‌گیرد به‌کار می‌رود. این نوع سیمان، حرارت هیدراسیون کمی دارد، در برابر املاح شیمیایی مقاوم و مقاومت فشاری آن در روزهای اولیه (تا سه روز) کم است.

۹-۳-۲-۱-۲-۲ سیمان پرتلند روباره‌ای یا سرباره‌ای

این سیمان، از آسیاب کردن ۱۵ تا ۹۵ درصد سرباره کوره آهنگدازی فعال و غیرکریستالی (آمورف)، با سیمان پرتلند به دست می‌آید. این نوع سیمان پایداری بیشتری در برابر سولفات‌ها دارد و بتن ساخته شده با آن، نفوذپذیری کمتر و دوام بیشتری دارد. این نوع سیمان، در مقایسه با سیمان پرتلند معمولی، دیرگیرتر و حرارت هیدراسیون آن کمتر است.

۹-۳-۲-۱-۲-۳ سیمان بنایی

استفاده از این نوع سیمان در بتن و بتن‌آرمه مجاز نیست و از آن می‌توان فقط در کارهای بنایی، در ملات و مانند آن استفاده کرد.

۹-۳-۲-۲ ضوابط الزامی بسته‌بندی، حمل و نقل، انبار کردن و مصرف سیمان‌های کیسه‌ای

۱) سیمان پرتلند باید در کیسه‌های مناسب، مقاوم و قابل انعطاف بسته‌بندی شود، به‌گونه‌ای که رطوبت و مواد خارجی نتوانند به داخل آن نفوذ کنند و کیسه سیمان در هنگام حمل و نقل پاره نشود.

۲) مشخصات پاکت کاغذی سیمان‌های کیسه‌ای می‌باید مطابق با استاندارد ملّی ایران به شماره ۴۵۴۳ باشد. استفاده از پاکت‌ها یا کیسه‌های نفوذپذیر در برابر رطوبت مجاز نیست.

۳) بر روی کیسه‌های سیمان باید نوع سیمان پرتلند (یک تا پنج) و تاریخ تولید سیمان درج شود. در سیمان‌های نوع یک، باید مقاومت سیمان نیز قید گردد.

۴) وزن اسمی هر کیسه سیمان پرتلند ۵۰ کیلوگرم می‌باشد.

۵) برای هر محموله وارد شده به کارگاه، مشخصات کارخانه و نوع سیمان و تاریخ تولید باید در برگ تحویل ثبت شده باشد.

۶) سیمان‌های کیسه‌ای باید بر اساس نوع به طور جداگانه در انبار نگهداری شوند، به گونه‌ای که امکان اشتباه آنها با هم وجود نداشته باشد.

۷) سیمان‌های کیسه‌ای باید بر روی کف خشک، که دست کم به اندازه ۱۰۰ میلیمتر از سطح اطراف خود بالاتر باشد، قرار گیرند.

۸) شرایط انبار و ترتیب قرار دادن کیسه‌های سیمان در انبار باید به‌گونه‌ای باشد که کیسه‌ها، به ترتیب ورود به انبار مصرف شوند.

۹) در مناطق خشک، حداکثر تعداد کیسه سیمان که می‌توان بر روی هم انبار کرد ۱۲ پاکت است، مشروط بر اینکه ارتفاع کل آنها از ۱/۸ متر تجاوز نکند. اعداد فوق در مناطق شرجی و با رطوبت نسبی بیش از ۹۰ درصد، به ترتیب ۸ پاکت و ۱/۲ متر می‌باشد.

۱۰) در مناطق خشک، کیسه‌های سیمان باید نزدیک به یکدیگر، با فاصله ۵۰ تا ۸۰ میلیمتر از یکدیگر قرار داده شوند تا عبور جریان هوا از بین کیسه‌ها موجب خشک شدن سیمان بشود. در مناطق شرجی و با رطوبت نسبی بیش از۹۰ درصد، کیسه‌های سیمان باید به یکدیگر چسبانیده شوند.

۱۱) کیسه‌های سیمان، در همه مناطق، باید حداقل۳۰۰ میلیمتر از دیوارها و۶۰۰ میلیمتر از سقف فاصله داشته باشند.

۱۲) در مناطق و در فصل‌هایی‌که احتمال بارندگی وجود داشته باشد، کیسه‌های سیمان یا باید در انبارهای سرپوشیده نگهداری شود و یا اینکه روی آنها با ورقه‌های پلاستیکی پوشانیده شده و این ورقه‌ها به نحو کاملاً مطمئنی در اطراف پایدار و محکم شود. در این مناطق و در این فصل‌ها، درها، پنجره‌ها و سیستم‌های تهویه باید بسته نگهداشته شوند تا از جریان هوای مرطوب در انبار جلوگیری شود.

۱۳) سیمان‌های کیسه‌ای باید در مناطق با رطوبت نسبی بیش از ۹۰٪، ۴۵ روز پس از تولید، و در سایر مناطق ۹۰ روز پس از تولید مصرف شوند و اگر بنا به دلایل غیرقابل اجتناب این امر میسر نشد، این سیمان‌ها باید قبل از مصرف مورد آزمایش قرار گیرند.

۱۴) سیمانی که به مدت زیاد انبار شود ممکن است به صورت کلوخه‌های فشرده در آید. اینگونه سیمان‌ها را باید با غلتانیدن پاکت‌ها بر روی کف اصلاح کرد تا به صورت پودر درآیند. در صورتی که با یک بار غلتانیدن، کلوخه به پودر تبدیل شود آن را می‌توان مصرف کرد وگرنه قبل از مصرف باید تحت آزمایش‌های مندرج در فصل دهم قرار گیرد و ضوابط این فصل کنترل شود.

۱۵) سایر ضوابط نگهداری و مصرف سیمان، مطابق با استاندارد ملّی ایران، به شماره ۲۷۶۱ می‌باشد.

۹-۳-۲-۳ ضوابط الزامی انبار کردن و مصرف سیمان‌های فله

۱) سیمان‌های فله، باید در سیلوهای استاندارد نگهداری شوند.

۲) سیلوهای سیمان و شالوده‌های آنها باید از نظرسازه‌ای محاسبه و طراحی شده باشند.

۳) سیلوهای سیمان باید مجهز به ترازنما، برای تعیین موقعیت تراز سیمان در داخل سیلو، و نیز دریچه‌ای در پایین برای میل زدن، در صورت طاق زدن سیمان باشند.

۴) برای هر محموله وارد شده به کارگاه، مشخصات کارخانه و نوع سیمان و تاریخ تولید سیمان باید در برگ تحویل ثبت شده باشد.

۵) از آنجا که انتقال سیمان از مخزن کامیون به داخل سیلو به کمک هوای فشرده صورت می‌گیرد و در نتیجه سیمان به تدریج متورم می‌شود، نباید بیش از ۸۰ درصد ظرفیت اسمی سیلوها را پر کرد.

۶) سیمان‌های فله را باید براساس نوع آنها به طور جداگانه نگهداری کرد، به گونه‌ای که امکان اشتباه آنها با هم وجود نداشته باشد. نوع سیمان موجود در هر سیلو باید به نحو مناسبی مشخص شود.

۷) سیمان نگهداری شده در سیلو، باید حداکثر ۹۰ روز پس از تولید مصرف شود، و اگر بنا به دلایل غیر قابل اجتناب این امر امکان‌پذیر نشد، باید قبل از مصرف تحت آزمایش قرار گیرد.

۸) سایر مشخصات سیلوها و ضوابط نگهداری سیمان در آنها، مطابق با استاندارد ملّی ایران، به شماره ۲۷۶۱ می‌باشد.

۹-۳-۳ سنگدانه یا مصالح سنگی

سنگدانه‌های بزرگتر از ۴/۷۵ میلیمتر (بعد چشمه‌های الک نمره۴) را سنگدانه درشت یا شن و سنگدانه‌های ریزتر از ۴/۷۵ میلیمتر را سنگدانه ریز یا ماسه می‌نامند.

طبق تعریف، «بزرگترین اندازه اسمی سنگدانه» عبارت است از اندازه کوچکترین الکی‌که حداکثر ۱۰ درصد وزنی سنگدانه روی آن باقی بماند.

۹-۳-۳-۱ محدودیت بزرگترین اندازه اسمی سنگدانه‌های درشت

بزرگترین اندازه اسمی سنگدانه‌های درشت نباید از هیچ یک از مقادیر زیر بیشتر باشد:

۱) یک پنجم کوچکترین بعد داخلی قالب بتن

۲) یک سوم ضخامت دال

۳) سه چهارم حداقل فاصله آزاد بین میلگردها

۴) سه چهارم پوشش بتن روی میلگردها

۵) ۳۸ میلیمتر در بتن‌آرمه

۶) ۶۳ میلیمتر در بتن حجیم غیرمسلّح

۹-۳-۳-۲ سنگدانه‌های سبک مصرفی در بتن

به طور کلی سنگدانه‌های سبک مصرفی در بتن، به دو صورت تهیه می‌شوند:

۱) سنگدانه‌های حاصل از شیشه‌ای شدن، انبساط، گلوله شدن مواد، و یا موادی نظیر سرباره کوره آهنگدازی، خاک رس، دیاتومه، خاکستر بادی، شیل یا سنگ لوح.

۲) سنگدانه‌های حاصل از فرآوری مواد طبیعی نظیر پومیس، اسکوریا و توف. سنگدانه‌های سبک می‌توانند هم در بتن سازه‌ای و هم در بتن غیرسازه‌ای به کار روند.

۹-۳-۳-۳ ضوابط حمل و نقل، تحویل و نگهداری سنگدانه‌های مصرفی در بتن

ضوابط بارگیری، حمل و نقل، تخلیه و انبارکردن سنگدانه‌های مصرفی در بتن به قرار زیر است:

۱) شرایط باید به‌گونه‌ای باشد که مواد خارجی و زیان آور در سنگدانه‌ها نفوذ نکنند.

۲) شرایط باید به گونه‌ای باشد که دانه‌های ریز و درشت در یک دپو از یکدیگر جدا نشوند.

۳) شرایط باید به گونه‌ای باشد که سنگدانه‌ها شکسته نشوند.

۴) محل نگهداری سنگدانه‌ها باید دور از پوشش گیاهی و مواد آلوده کننده باشد.

۵) شن‌های با حداکثر اندازه بیش از ۳۸ میلیمتر، باید در دو گروه کمتر و بیشتر از ۲۵ میلیمتر نگهداری شوند. شن‌های با حداکثر اندازه ۳۸ میلیمتر یا کمتر باید در دو گروه کمتر و بیشتر از ۱۹ میلیمتر نگهداری شوند. این‌کار امکان جدا شدن‌دانه‌ها از یکدیگر را کاهش می‌دهد.

۶) دیواره‌های تقسیم دپوی مصالح سنگی باید به گونه‌ای مقاوم و پایدار باشد که در صورت خالی بودن یک قسمت و پر بودن قسمت مجاور، دیواره بر اثر رانش سنگدانه‌ها تخریب یا جابجا نشود.

۷) در هنگام بارش و یا یخبندان، باید سنگدانه‌های واقع در فضای آزاد با برزنت یا ورقه‌های پلاستیکی پوشانیده شود.

۸) در هنگام گرمای شدید، باید بر روی سنگدانه‌های واقع در فضای آزاد، سایبان درست شود.

۹) شیب مخروط‌های دپوی شن و ماسه نباید زیاد باشد زیرا شیب زیاد دپوها موجب جدا شدن دانه‌های ریز و درشت از هم می‌شود.

۱۰) سنگدانه‌ها تا حد امکان باید به صورت لایه‌هایی با ضخامت یکسان بر روی یکدیگر ریخته شده و انبار شوند. سنگدانه‌ها باید با لودر یا وسایل مناسب دیگر به گونه‌ای برداشته شوند که هر بار قسمت‌هایی از همه لایه‌های افقی برداشته شوند.

۱۱) در صورت تخلیه سنگدانه‌ها هنگام باد، باید تدابیری اتخاذ گردد که از جدا شدن ذرات ریز جلوگیری شود.

۱۲) محل دپوی شن و ماسه باید به گونه‌ای باشد که همواره امکان تخلیه آب مازاد آنها وجود داشته باشد.

۱۳) سنگدانه‌های انبار شده در دپو باید حداقل ۱۲ ساعت در محل باقی مانده و سپس مصرف شود. این امر موجب می‌شود که رطوبت سنگدانه‌ها به حد یکنواخت و پایدار برسد.

۱۴) سیلوی ذخیره سنگدانه‌ها حتی المقدور باید با مقطع مربع یا دایره و شیب مخروط یا هرم تحتانی آن کمتر از ۵۰ درجه باشد. مصالح سنگی باید به صورت قائم در داخل سیلو ریخته شود تا از برخورد مواد سنگی با کناره‌های سیلو جلوگیری شده و دانه‌ها از هم جدا نشوند.

در صورتی که سیلوی ذخیره سنگدانه‌ها پر باشد امکان شکسته شدن سنگدانه‌ها و تغییر دانه‌بندی آن کاهش می‌یابد. برای خالی کردن سنگدانه‌ها به داخل سیلو، باید از نردبان ویژه مصالح سنگی استفاده شود.

۱۵) در صورتی که شرایط به گونه‌ای باشد که امکان شکسته شدن سنگدانه‌ها در حین جابجا کردن یا انبار کردن وجود داشته باشد، باید قبل از ساخت بتن با این سنگدانه‌ها، بار دیگر آنها را دانه‌بندی کرد.

۱۶) ضوابط مربوط به جلوگیری از جدا شدن سنگدانه‌ها باید در مورد سنگدانه‌های گرد گوشه، که بیشتر مستعد این امر هستند، جدی‌تر رعایت شود.

۱۷) در هنگام بارش برف و یخبندان، سنگدانه‌ها باید به گونه‌ای انبار شوند که امکان یخزدگی و نیز جمع شدن برف و یخ بین دانه‌ها وجود نداشته باشد.

۱۸) هنگام تحویل هر محموله از سنگدانه‌های وارده به کارگاه، باید مشخصات مذکور در اسناد تحویل سنگدانه‌ها با مشخصات سفارش داده شده و نیز سنگدانه‌های وارده بررسی، مقایسه و انطباق آن کنترل شود.

۱۹) درهنگام تحویل هر محموله از سنگدانه‌های وارده به‌کارگاه، باید وضعیت ظاهری آن‌ها از نظر اندازه، شکل دانه‌ها و ناخالصی‌های آن با چشم کنترل شود.

۹-۳-۴ آب

آب به سه صورت در بتن به‌کار می‌رود: آب مصرفی برای شستشوی سنگدانه‌ها، آب به عنوان یکی از اجزای تشکیل‌دهنده بتن که در هنگام ساخت آن به کار می‌رود و آب مصرفی برای عمل‌آوری بتن.

۹-۳-۴-۱ ضوابط حمل و نقل، نگهداری و ذخیره کردن آب مصرفی در بتن

آب مصرفی بتن در کارگاه‌ها باید به گونه‌ای حمل و نقل و نگهداری شود که احتمال ورود مواد مضر به داخل آن و نیز رشد خزه‌ها و مواد آلی در آنها وجود نداشته باشد.

۹-۳-۵ مواد افزودنی

مواد افزودنی یا چاشنی‌های بتن موادی هستند که غیر از مواد اصلی (سیمان، آب و مصالح سنگی)، در حین اختلاط به بتن یا ملات افزوده می‌شوند. مقدار افزودنی‌ها کم است و در تعیین نسبت‌های اختلاط به حساب نمی‌آیند.

مواد افزودنی معمولاً به صورت گرد یا مایع هستند و یک یا چند ویژگی بتن تازه یا سخت شده را تغییر می‌دهند و هدف از کاربرد آنها اصلاح برخی از این ویژگی‌ها است، اگرچه در عین حال ممکن است موجب اختلال و بروز عیب در پاره‌ای از ویژگی‌های مطلوب بتن شوند، که این امر نباید خارج از محدوده مجاز استاندارد باشد.

مواد افزودنی اگر فقط بر روی یکی از خواص بتن (تازه‌یا سخت‌شده) تأثیر بگذارند مواد افزودنی تک منظوره و در غیر این صورت مواد افزودنی چند منظوره نامیده می‌شوند.

مواد افزودنی چند منظوره دارای یک عملکرد اصلی و یک یا چند عملکرد جنبی هستند که بسته به مورد مصرف ممکن است عملکرد اصلی آنها تغییر کند.

مواد افزودنی مورد نظر در این بند، مواد افزودنی شیمیایی هستند که به صورت صنعتی و شیمیایی تولید می‌شوند.

مواد افزودنی را یا می‌باید با کمی از آب اختلاط بتن مخلوط کرده و همراه با سایر اجزای بتن به داخل مخلوط‌کن ریخت، و یا اینکه آن را به صورت تدریجی به مخلوط کنِ در حال کار وارد کرد. سازگاری افزودنی‌ها با یکدیگر و نیز با سیمان می‌باید بررسی گردد.

۹-۳-۵-۱ میزان مصرف

حداکثر میزان مصرف مواد افزودنی ۵ درصد وزنی سیمان است. استفاده از کلرید کلسیم فقط در بتن بدون فولاد مجاز است و حداکثر مقدار مصرف آن ۲ درصد وزنی سیمان است. در هر حال مواد افزودنی نباید بیشتر از مقداری که تولیدکننده مشخص کرده است، مصرف شوند.

۹-۳-۵-۲ انواع مواد افزودنی تک منظوره

۱) ماده افزودنی کندگیرکننده

۲) ماده افزودنی تندگیرکننده

۳) ماده افزودنی زود سخت‌کننده یا تسریع‌کننده زمان سخت‌شدگی

۴) ماده افزودنی حباب هواساز

۵) ماده افزودنی نگهدارنده آب

۶) ماده افزودنی کاهنده جذب آب

۹-۳-۵-۳ انواع مواد افزودنی چند منظوره

۱) ماده افزودنی کاهنده آب/ روان‌کننده

۲) ماده افزودنی کاهنده آب قوی/ روان‌کننده قوی، یا فوق کاهنده آب/ فوق روان‌کننده

۳) ماده کندگیرکننده/ کاهنده آب/ روان‌کننده

۴) ماده افزودنی تندگیرکننده/ کاهنده آب/ روان‌کننده

۵) ماده افزودنی کندگیرکننده/ کاهنده آب قوی/ روان‌کننده قوی، یا کندگیرکننده/ فوق کاهنده آب/ فوق روان‌کننده

۹-۳-۶ مواد جایگزین سیمان یا مکمل سیمان

این مواد به منظور تأمین یک یا چند خاصیت زیر، بسته به مورد، به کار می‌روند:

۱- کاهش مصرف سیمان

۲- کاهش سرعت و میزان حرارت هیدراسیون

۳- افزایش مقاومت بتن
۴- افزایش پایایی بتن از طریق کاهش نفوذپذیری آن

۹-۳-۶-۱ پوزولان‌ها

پوزولان‌ها عبارتند از مواد سیلیسی یا سیلیسی و آلومینی که خود به تنهایی فاقد ارزش چسبانندگی‌اند یا ارزش چسبانندگی آنها کم است، اما به صورت ذرات بسیار ریز، در دمای متعارف و در مجاورت رطوبت با هیدروکسید کلسیم واکنش می‌دهند و ترکیباتی را تولید می‌کنند که ساختار آنها تا حدودی مشابه ترکیباتی است که بر اثر هیدراسیون سیمان پرتلند تولید می‌شود. پوزولان‌ها بر دو نوعند: پوزولان‌های طبیعی و پوزولان‌های مصنوعی یا صنعتی.

پوزولان‌های طبیعی در انواع خام یا تکلیس شده وجود دارند و به طور عمده شامل خاکسترهای آتشفشانی غیر بلورین می‌باشند.

پوزولان‌های مصنوعی یا صنعتی به طور عمده شامل دوده سیلیس، خاکستر بادی، و خاکستر پوسته برنج می‌باشند.

دوده سیلیس یا میکرو سیلیس محصول فرعی کوره‌های قوس الکتریکی صنایع فرو آلیاژ و فرو سیلیس بوده و ماده‌ای است با فعالیت پوزولانی بسیار شدید که بیش از ۸۵ درصد سیلیس بلوری نشده دارد.

خاکستر بادی محصول فرعی سوخت زغال سنگ است که شامل سیلیس، آلومین و اکسیدهای آهن و کلسیم است.

خاکستر بادی در رده‌های F (با اکسید کلسیم حداکثر ده درصد) و C (با اکسید کلسیم بیش از ده درصد) وجود دارد. خاکستر بادی رده C، در محیط بتن خاصیت سیمانی شدن نیز دارد، و آن را می‌توان جزو مواد شبه سیمانی به حساب آورد. خاکستر پوسته برنج از سوختن پوسته برنج به دست می‌آید و دارای میزان زیادی سیلیس غیر کریستالی یا آمورف است.

۹-۳-۶-۲ مواد شبه‌سیمانی

مواد شبه‌سیمانی دارای خاصیت پنهان هیدرولیکی هستند و در صورتی‌که به گونه‌ای مناسب فعال شوند خواص سیمانی پیدا می‌کنند. این مواد فقط در محیط قلیایی با آب واکنشی مشابه سیمان پرتلند نشان می‌دهند. متداول‌ترین مواد شبه سیمانی، روباره یا سرباره کوره آهنگدازی و خاکستر بادی رده C هستند.

۹-۴ میلگردهای مصرفی

۹-۴-۰ علایم اختصاری

f_{su} = تنشی که مقاومت نهایی حداکثر ۵٪ از نمونه‌های میلگرد فولادی کمتر از آن باشد، مگاپاسکال

f_y= تنش حد تسلیم میلگردهای فولادی، برحسب مگاپاسکال، این تنش در میلگردهای S۲۴۰ از روی تنش تسلیم مشهود آن به دست می‌آید. در سایر میلگردها تنش تسلیم قراردادی (تنش نظیر تغییر شکل نسبی ماندگار ۰/۲ درصد، و یا تنش نظیر تغییر شکل نسبی ۰/۳۵ درصد تعریف می‌شود.)

f_{yk}= مقاومت مشخصهٔ تسلیم میلگردهای فولادی، کمترین تنشی که تنش تسلیم حداکثر ۵٪ از نمونه‌های میلگرد فولادی کمتر ازآن باشد، مگاپاسکال

M = جرم یک قطعه میلگرد، بر حسب گرم

S = سطح مقطع موثر یا اسمی میلگرد، برحسب میلی‌متر مربع

L = طول یک قطعه میلگرد، برحسب میلی‌متر

d_b = قطر اسمی میلگردهای ساده یا آجدار، بر حسب میلی‌متر

φ = قطر اسمی میلگردهای ساده، که معمولا در نقشه‌ها و سایر مدارک فنی به کار می‌رود.

Φ = قطر اسمی میلگردهای آجدار، که معمولا در نقشه‌ها و سایر مدارک فنی به کار می‌رود.

d_1= قطر زمینه میلگردهای آجدار، بر حسب میلی‌متر

d_2= قطر خارجی میلگردهای آجدار، بر حسب میلی‌متر

۹-۴-۱ میلگردهای فولادی

۹-۴-۱-۱ تعاریف

۹-۴-۱-۱-۱ رده میلگردهای فولادی:

عبارت است از عدد مقاومت مشخصهٔ میلگرد بر حسب مگاپاسکال، که پس از حرف S می‌آید. رده‌های میلگردها عبارتند از: S240، S340، S400 وS500.

رده میلگردها باید در تمامی اسناد فنی (دفترچه‌های محاسبات، نقشه‌ها و...) قید شود.

۹-۴-۱-۱-۲ کربن معادل فولاد: از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$C_{eq} = C + \frac{Mn}{۶} + \frac{Cr + V + Mo}{۵} + \frac{Cu + Ni}{۱۵} \qquad (۱-۴-۹)$$

در این رابطه C، Mn، Cr، V، Mo، Cu و Ni به ترتیب درصد هریک از عناصر کربن، منگنز، کرُم، وانادیم، مولیبدن، مس و نیکل در فولاد می‌باشد.

۹-۴-۱-۱-۳ بسته: عبارت است از دو یا چند کلاف میلگرد به هم بسته شده، و یا تعدادی میلگرد شاخه مستقیم هم قطر و هم شکل و با یک مشخصه.

۹-۴-۱-۱-۴ شماره ذوب: عدد نشان دهنده شماره فرآیند تولید هنگام ساخت فولاد است.

۹-۴-۱-۱-۵ بهر: عبارت است از تعدادی بسته یا مقدار معینی میلگرد هم قطر و هم شکل و با یک مشخصه که تحت شرایطی که یکنواخت فرض می‌شود تولید می‌گردد.

۹-۴-۱-۱-۶ محموله: عبارت است از تعدادی بسته میلگرد. مشخصه‌های همه بسته‌ها باید یکسان، ولی قطر آنها از یک بسته به بسته دیگر می‌تواند متفاوت باشد.

۹-۴-۱-۲ طبقه‌بندی میلگردها از نظر روش ساخت

۱) فولاد گرم‌نورد شده

۲) فولاد سرد اصلاح شده، که براثر انجام عملیات مکانیکی نظیر پیچانیدن، کشیدن، نورد کردن یا گذرانیدن از حدیده، بر روی میلگردهای گرم نورد شده در حالت سرد به دست می‌آید.

۳) فولاد گرم اصلاح شده یا فولاد ویژه، که بر اثر انجام عملیات مکانیکی نظیر گرمایش و آب دادن، بر روی میلگردهای گرم نورد شده در حالت گرم به دست می‌آید.

۹-۴-۱-۳ طبقه‌بندی میلگردها از نظر مکانیکی

میلگردهای فولادی بر اساس مقاومت مشخصه آنها تقسیم‌بندی می‌شوند. انواع رده‌های میلگرد فولادی از نظر مکانیکی در جدول ۹-۴-۱ درج شده است.

فولادهای فوق از نظر شکل پذیری به سه رده طبقه‌بندی می‌شوند:

۱) فولاد نرم (S240)، که منحنی تنش - تغییر شکل نسبی آن دارای پله تسلیم مشهود است.

۲) فولاد نیم‌سخت (S340 و S400)، که منحنی تنش- تغییر شکل نسبی آن دارای پله تسلیم بسیار محدود است.

۳) فولاد سخت (S500)، که منحنی تنش - تغییر شکل نسبی آن فاقد پله تسلیم است.

جدول ۹-۴-۱ رده‌بندی مکانیکی میلگردهای فولادی

رده	علامت مشخصه در استانداردهای ملّی ایران	f_{su} (N/mm^2)	f_{yk} (N/mm^2)	طبقه بندی از نظر شکل رویه	رده از نظر سختی
S240	س ۲۴۰	۳۶۰	۲۴۰	ساده	نرم
S340	آج ۳۴۰	۵۰۰	۳۴۰	آجدار مارپیچ	نیم سخت
S400	آج ۴۰۰	۶۰۰	۴۰۰	آجدار جناقی	نیم سخت
S500	آج ۵۰۰	۶۵۰	۵۰۰	آجدار مرکب	سخت

۹-۴-۱-۴ انواع شکل رویه

میلگردهای مصرفی از نظر شکل رویه به سه دسته طبقه‌بندی می‌شوند:

۱) میلگردهای با رویه صاف، یا میلگردهای ساده. این نوع رویه فقط در میلگرد S240 به کار برده می‌شود. این میلگردها فقط می‌توانند به عنوان میلگرد دورپیچ در اعضای سازه‌ای بتن‌آرمه یا در ساختمان‌های بتن‌آرمه به کار روند و استفاده از آنها به عنوان میلگرد سازه‌ای غیراز مورد فوق، در تمامی انواع ساختمان‌ها ممنوع است.

۲) میلگردهای با رویه آجدار، که سایر میلگردها را شامل می‌شود. آج عبارت است از برجستگی‌هایی به شکل‌های متفاوت که به صورت طولی زاویه‌دار در هنگام نورد بر روی آن ایجاد می‌شود.

آج‌ها از نظر شکل به صورت دوکی‌شکل (آج با مقطع متغیر) یا به صورت یکنواخت (آج با مقطع ثابت)، و از نظر امتداد به صورت مارپیچ یا جناقی می‌باشند.

۳) میلگردهای با رویه آجدار پیچیده، که از پیچانیدن میلگردهای آجدار به دست می‌آید. در این میلگردها، علاوه بر آج اولیه میلگرد، یک خط مارپیچ بر روی میلگرد نیز به چشم می‌خورد که هرچه میزان تابانیدن میلگرد بیشتر باشد گام این خط کمتر خواهد بود.

۹-۴-۱-۵ مشخصات هندسی میلگردها

۹-۴-۱-۵-۱ سطح مقطع اسمی میلگردهای ساده، و سطح مقطع اسمی یا موثر میلگردهای آجدار از رابطه (۹-۴-۲) به دست می‌آید:

$$S = \frac{M}{۰/۰۰۷۸۵L} \qquad (۹-۴-۲)$$

۹-۴-۱-۵-۲ قطر اسمی میلگردهای ساده یا آجدار، از رابطه (۹-۴-۳) به دست می‌آید:

$$d_b = ۲\sqrt{\frac{M}{۰/۰۰۷۸۵\pi L}} \qquad (۹-۴-۳)$$

۹-۴-۱-۵-۳ تفکیک میلگردها از یکدیگر، به لحاظ هندسی، براساس قطر اسمی آنها صورت می‌گیرد. به عبارت دیگر، قطر اسمی، پارامتر هندسی مشخصه انواع میلگردها است.

۹-۴-۱-۵-۴ طول استاندارد میلگردهای شاخه‌ای به طور معمول ۱۲ متر است.

۹-۴-۱-۶ جوش‌پذیری

۱) جوش پذیری یا قابلیت جوشکاری میلگردها براساس مقدار کربن معادل آنها تعیین می‌شود. در صورتی که مقدار کربن معادل از ۰/۵۱درصد کمتر باشد میلگرد قابل جوشکاری است و هرچه این مقدار کمتر باشد قابلیت جوش‌پذیری فولاد بیشتر است. حداکثر کربن معادل مجاز انواع فولادها در جدول ۹-۴-۲ آورده شده است. الکترود مناسب برای جوشکاری و نیز روش و ضوابط جوشکاری میلگردها بر اساس مبحث دهم مقررات ملّی ساختمان تعیین می‌گردد.

جدول ۹-۴-۲ حداکثر کربن معادل مجاز انواع فولادها

نوع فولاد	S240	S340	S400	S500
حداکثر کربن معادل (٪)	-	۰/۵۰	*	*

* میلگردهای رده S400 وS500، بسته به میزان قطر و کربن معادل آنها، ممکن است به پیشگرم کردن در هنگام جوشکاری نیاز داشته یا نداشته باشند. حداقل دمای پیشگرم میلگردها نیز به قطر و کربن معادل آنها بستگی دارد.

عملیات جوشکاری میلگردهای مصرفی در بتن در دمای زیر $-18\ ^\circ C$ ممنوع است.

پس از پایان جوشکاری باید میلگرد به‌طور طبیعی سرد شده و به دمای محیط برسد. شتاب دادن به فرآیند سرد شدن میلگردهای جوش شده ممنوع است.

۹-۴-۱-۷ نشانه‌گذاری و بسته‌بندی میلگردها

میلگردهای S240، S340 و S400 با قطر($d_b \le 12mm$) به صورت کلاف و یا به صورت شاخه مستقیم با طول‌های مساوی بسته‌بندی می‌شوند. قطر کلاف میلگردهای کلاف باید حداقل ۲۰۰ برابر قطر میلگرد باشد.

میلگردهای S240، S340 و S400 با قطر($d_b \ge 14mm$)، و نیز تمامی میلگردهای S500 فقط به صورت شاخه مستقیم با طول‌های مساوی بسته‌بندی می‌شوند.

بر روی شاخه‌های میلگردهای آجدار تولیدی، به صورت یک در میان باید علامت مشخصه‌ای حک شود تا از روی آن نام کارخانه سازنده و نوع میلگرد معلوم شود.

هر یک از بسته‌های میلگرد باید دارای حداقل دو پلاک فلزی باشد که بر روی هریک از پلاک‌های مزبور مشخصات (الف) تا (ح) زیر به صورتی خوانا حک و یا به صورتی که نتواند مخدوش شود، نوشته شده باشد:

الف- شماره بسته

ب- نوع میلگرد (س ۲۴۰، آج ۳۴۰، ...)

پ- نمره میلگرد (قطر اسمی برحسب میلی‌متر)

ت- وزن بسته (بر حسب کیلو نیوتن)

ث- شماره ذوب یا بهر

ج- نشانه تأییدیه کنترل کیفیت از سوی کارخانه سازنده

چ- نام یا نشانه تجارتی کارخانه سازنده

ح- علامت استاندارد ملّی ایران

۹-۴-۱-۸ گواهینامه فنی

هر یک از محموله‌های بیش از ۲۵۰۰۰ کیلوگرم باید دارای گواهینامه فنی صادره از طرف تولیدکننده باشند و این گواهینامه می‌باید همراه محموله به مصرف‌کننده تحویل شود. قید موارد (الف) تا (ر) این بند در گواهینامه فنی الزامی است:

الف- نام و نشانی کارخانه سازنده

ب- شماره گواهینامه

پ- تاریخ صدور گواهینامه

ت- علامت مشخصه نوع میلگرد

ث- شماره ذوب یا بهر

ج- نمره (قطر اسمی) میلگرد

چ- طول اسمی شاخه‌ها

ح- تعداد بسته‌ها

خ- مشخصات فنی شیمیایی شامل ترکیبات شیمیایی و کربن معادل

د- مشخصات مکانیکی

ذ- رنگ انتخابی برای مقطع میلگرد

ر- نوع علامت حک شده و به کار رفته بر روی پلاک‌های الصاقی

۹-۴-۱-۹ ضوابط حمل و نقل، انبارکردن و نگهداری

۱- میلگردهای فولادی را باید در محل‌های تمیز و عاری از رطوبت و گل و خاک و سایر آلودگی‌ها نگهداری کرد تا از زنگ زدگی و کثیف شدن سطح آنها جلوگیری شود.

۲- از هرنوع صدمه مکانیکی یا تغییر شکل پلاستیک، نظیر بریدگی و ضربه و...، می‌باید جلوگیری شود.

۳- میلگردهای پوسته شده باید ماسه پاشی و پس از برآوردن ضوابط مذکور در فصل دهم، مصرف شوند. رفع پوسته‌ها با استفاده از برس سیمی و سایر روش‌های مشابه مجاز نیست.

۴- میلگردها باید به روشی حمل و انبار شوند که دچار خمیدگی بیش از حد نشوند.

۵- میلگردها هیچگاه نباید به طور مستقیم بر روی زمین انبار شوند.

۶- میلگردها باید بسته به قطر و رده آنها، به صورت مجزا انبار شوند.

۷- میلگردهایی‌که هنوز بریده یا خم نشده‌اند باید به گونه‌ای انبار و نگهداری شوند که بر چسب و علامت کارخانه سازنده فولاد بر روی آنها قابل رویت باشد.

۸- میلگردها باید به نحوی تخلیه شوندکه هم به کارگران صدمه نزنند و هم خود صدمه نبینند.

۹-۴-۲ میلگردهای کامپوزیتی

۹-۴-۲-۱ تعاریف

۹-۴-۲-۱-۱ تعریف میلگرد کامپوزیتی: میلگرد کامپوزیتی از ترکیب الیاف و ماتریسی متشکل از رزین‌های مختلف تشکیل شده است. الیاف‌های مورد استفاده از نوع کربن، شیشه، و آرامید هستند. رزین مورد استفاده در میلگردها از نوع اپوکسی، وینیل‌استر و پلی‌استر می‌باشد.

خواص میلگردها متناسب با نوع الیاف و رزین مورد استفاده است که باید از بروشورهای استاندارد این مشخصات استخراج شود. چگالی میلگردهای کامپوزیتی، مطابق با جدول ۹-۴-۳، بسته به نوع ماتریس مصرفی است. با توجه به مقاومت مطلوب در برابر خوردگی، استفاده از این میلگردها با منظور نمودن رفتار ترد آنها، در نواحی با شرایط محیطی شدید و خیلی شدید مورد توجه می‌باشد.

درصورت استفاده از میلگردهای کامپوزیتی، در اجرای اسکلت باید با آزمایش دقیق این میلگردها در برابر بار رفت و برگشتی، از رفتار آنها اطمینان حاصل کرد. میلگردهای فولادی شکل‌پذیری بهتری نسبت به میلگردهای کامپوزیتی دارند.

جدول ۹-۴-۳ چگالی میلگردهای کامپوزیتی (کیلوگرم بر مترمکعب)

میلگرد فولادی	میلگرد کامپوزیتی با الیاف شیشه	میلگرد کامپوزیتی با الیاف کربن	میلگرد کامپوزیتی با الیاف آرامید
۷۹۰۰	۱۲۵۰-۲۱۰۰	۱۵۰۰-۱۶۰۰	۱۲۵۰-۱۴۰۰

۹-۴-۲-۱-۲ ضریب انبساط حرارتی

ضریب انبساط حرارتی میلگردهای کامپوزیتی متناسب با نوع الیاف و رزین مصرفی بوده و در جهات طولی و عرضی متناسب با نوع مصالح مصرفی متفاوت می‌باشد.

جدول۹-۴-۴ ضریب انبساط حرارتی میلگردهای کامپوزیتی

جهت	$CTE^{*} \times ۱۰^{-۶}/°C$			
	فولاد	میلگرد کامپوزیتی الیاف شیشه	میلگرد کامپوزیتی الیاف کربن	میلگرد کامپوزیتی الیاف آرامید
طولی (α_L)	۱۱/۷	۶ تا ۱۰	۹- تا ۰	۶- تا ۲-
عرضی (α_T)	۱۱/۷	۲۱ تا ۲۳	۷۴ تا ۱۰۴	۶۰ تا ۸۰

* ضریب انبساط حرارتی Coefficient of Thermal Expansion

- مشخصات مکانیکی میلگردهای کامپوزیتی: رفتار کششی میلگردهای کامپوزیتی، عموماً در دامنه ارتجاعی مطرح است و با آزمایش‌های استاندارد، تعیین می‌شود. دامنه مشخصات مکانیکی این میلگردها در جدول ۹-۴-۵ ارائه شده است.
- مقاومت فشاری: مقاومت فشاری میلگردهای کامپوزیتی، کمتر از مقاومت کششی آنها است. مد شکست این میلگردها، تحت فشار طولی شامل شکست کششی عرضی، کمانش فرعی الیاف یا شکست برشی می‌باشد و بستگی به نوع رزین، نوع و درصد الیاف مصرفی دارد. مقاومت فشاری میلگردهای کامپوزیتی شیشه، کربن و آرامید به طور متوسط ۵۵٪، ۷۸٪ و ۲۰٪ مقاومت کششی این میلگردها می‌باشد.

جدول۹-۴-۵ مشخصات مکانیکی میلگردهای فولادی و کامپوزیتی معمول.

	فولاد	میلگرد کامپوزیتی الیاف شیشه	میلگرد کامپوزیتی الیاف کربن	میلگرد کامپوزیتی الیاف آرامید
تنش تسلیم اسمی (MPa)	۲۷۶ تا ۵۱۷	ندارد	ندارد	ندارد
مقاومت کششی (MPa)	۴۸۳ تا ۶۹۰	۴۸۳ تا ۱۶۰۰	۶۰۰ تا ۳۶۹۰	۱۷۲۰ تا ۲۵۴۰
مدول الاستیسیته (GPa)	۲۰۰	۳۵ تا ۵۱	۱۲۰ تا ۵۸۰	۴۱ تا ۱۲۵
کرنش تسلیم (٪)	۰/۱۴ تا ۰/۲۵	ندارد	ندارد	ندارد
کرنش شکست (٪)	۶ تا ۱۲	۱/۲ تا ۳/۱	۰/۵ تا ۱/۷	۱/۹ تا ۴/۴

- رفتار پیوستگی بتن، فولاد: رفتار پیوستگی میلگردهای کامپوزیتی به شرایط سطحی، نوع آج موجود بر آن بستگی دارد. در تولیدات موجود، در هر حال برای هر نوع میلگرد لازم است با آزمایش‌های استاندارد کمیت‌های مورد نیاز تعیین شود.

۹-۵ مقاومت بتن

۹-۵-۰ علائم اختصاری

f_c = مقاومت فشاری مشخصه بتن، بر اساس‌آزمونه‌های استوانه‌ای، مگاپاسکال

f_{cm} = مقاومت فشاری متوسط بتن، مگاپاسکال

R= ضریب اصلاح انحراف استاندارد

s = انحراف استاندارد مقاومت فشاری نمونه‌ها

r_1 = ضریب تبدیل مقاومت نمونه استوانه‌ای غیر استاندارد به مقاومت نظیر نمونه استوانه‌ای استاندارد

r_2 = ضریب تبدیل مقاومت نمونه مکعبی به ابعاد غیر ۲۰۰ میلیمتر، به مقاومت نظیر نمونه مکعبی به ابعاد ۲۰۰ میلیمتر

r_3 = ضریب تبدیل مقاومت نمونه مکعبی به ابعاد ۲۰۰ میلیمتر، به مقاومت نظیر نمونه استوانه‌ای استاندارد

a = قطر نمونه استوانه‌ای، میلیمتر

b = بعد نمونه مکعبی، میلیمتر

۹-۵-۱ کلیات

۹-۵-۱-۱ کیفیت بتن از نظر مقاومت، پایایی و سایر نیازهای ویژه محیطی باید با ضوابط مندرج در این فصل مطابقت داشته باشد. تطابق ویژگی‌های مواد تشکیل دهنده بتن با ضوابط مندرج در فصل

دهم این مبحث و نیز مفاد مبحث پنجم مقررات ملّی ساختمان ایران تحت عنوان «مصالح و فرآورده‌های ساختمانی» الزامی است.

۹-۵-۱-۲ تعیین نسبت‌های اختلاط بتن در آزمایشگاه باید طوری باشد که مقاومت فشاری متوسط مورد نظر مطابق بند ۹-۵-۳-۳ به دست آید. بتن باید طوری ساخته شود که تعداد آزمونه‌هایی که مقاومتی کمتر از مقاومت متوسط فشاری لازم، مطابق بند ۹-۵-۳-۳ نشان می‌دهند، حداقل باشد.

۹-۵-۱-۳ نمونه استوانه‌ای استاندارد به ابعاد ۳۰۰ × ۱۵۰ میلیمتر می‌باشد. در صورت استفاده از آزمونه‌های مکعبی باید مقاومت آنها به مقاومت نظیر آزمونه‌های استوانه‌ای تبدیل شود. برای تبدیل مقاومت نمونه‌های غیر استاندارد به استاندارد از ضرائب تبدیل r_1، r_2 و r_3 مطابق جداول ۹-۵-۱ تا ۹-۵-۳ استفاده می‌گردد.

جدول ۹-۵-۱ مقادیر r_1

a×۲a	۱۰۰ ×۲۰۰	۱۵۰ ×۳۰۰	۲۰۰ ×۴۰۰	۲۵۰ ×۵۰۰	۳۰۰ ×۶۰۰
r_1	۱/۰۲	۱/۰۰	۰/۹۷	۰/۹۵	۰/۹۱

جدول ۹-۵-۲ مقادیر r_2

مکعبی b	۱۰۰	۱۵۰	۲۰۰	۲۵۰	۳۰۰
r_2	۱/۰۵	۱/۰۰	۱/۰۰	۰/۹۵	۰/۹

جدول ۹-۵-۳ مقادیر r_3

مقاومت فشاری نمونه مکعبی (MPa)	≤ ۲۵	۳۰	۳۵	۴۰	۴۵	۵۰	۵۵
r_3	۱/۲۵	۱/۲۰	۱/۱۷	۱/۱۴	۱/۱۳	۱/۱۱	۱/۱۰
مقاومت فشاری نمونه استوانه‌ای (MPa)	با توجه به ضریب	۲۵	۳۰	۳۵	۴۰	۴۵	۵۰

۹-۵-۱-۴ تهیه و آزمایش آزمونه‌های استوانه‌ای بتن باید مطابق استانداردهای زیر باشد:

۹-۵-۱-۴-۱ «روش نمونه‌برداری از بتن تازه»، استانداردهای ملّی ایران، برای نمونه‌برداری

۹-۵-۱-۴-۲ «روش ساختن و عمل آوردن آزمونه بتن در کارگاه»، مطابق استانداردهای معتبر بین‌المللی برای ساختن آزمونه‌ها

۹-۵-۱-۴-۳ «روش آزمایش مقاومت فشاری آزمونه‌های استوانه‌ای بتن» مطابق استانداردهای معتبر بین‌المللی

۹-۵-۱-۵ مقاومت فشاری مشخصه بتن مقاومتی است که حداکثر ۵ درصد تمامی مقاومت‌های اندازه‌گیری شده در نمونه‌های استوانه‌ای استاندارد بر اساس آزمایش‌های ۲۸ روزه کمتر از آن باشد.

۹-۵-۱-۶ آزمایش‌های مقاومت کششی بتن نباید مبنای پذیرش بتن در کارگاه باشد.

۹-۵-۱-۷ دستگاه نظارت باید تا خاتمه دوره تضمین وحداقل یکسال پس از پایان کار هر پروژه، سابقه کامل نتایج آزمایش‌های انجام شده روی بتن مصرفی را نگهداری و سپس به کارفرما تحویل دهد. ضبط و نگهداری این اطلاعات به صورت رایانه‌ای برای ساختمان‌های مهم الزامی است.

۹-۵-۲ مبانی تعیین نسبت‌های اختلاط بتن

۹-۵-۲-۱ تعیین نسبت‌های اختلاط بتن باید به گونه‌ای باشد که شرایط زیر را برآورده سازد:

۹-۵-۲-۱-۱ کارایی و روانی بتن به اندازه کافی باشد تا بتن بتواند به سهولت در قالب‌ها ریخته شود و به خوبی میلگردها را در بر گیرد بدون اینکه جدایی دانه‌ها یا آب انداختن زیاد روی دهد.

۹-۵-۲-۱-۲ ملزومات پایایی بتن برای شرایط محیطی مختلف باید مطابق مندرجات فصل ششم باشد.

۹-۵-۲-۱-۳ مقاومت متوسط هدف و مقاومت مشخصه بتن تأمین شود.

۹-۵-۲-۲ نسبت‌های اختلاط مواد تشکیل‌دهنده بتن بر اساس تجارب کارگاهی و استفاده از مخلوط‌های آزمایشی در آزمایشگاه مبتنی بر روشهای متداول با مصالح مصرفی‌کارگاه تعیین می‌شوند.

۹-۵-۳ تعیین نسبت‌های اختلاط براساس تجربه کارگاهی و مخلوط‌های آزمایشی

۹-۵-۳-۱ رده بندی بتن

رده‌بندی بتن بر اساس مقاومت فشاری مشخصه آن به ترتیب زیر است:

C۶ C۸ C۱۰ C۱۲ C۱۶ C۲۰ C۲۵ C۳۰ C۳۵ C۴۰ C۴۵ C۵۰
C۵۵ C۶۰ C۶۵ C۷۰ C۷۵ C۸۰ C۸۵ C۹۰ C۹۵ C۱۰۰ C۱۱۰ C۱۲۰

اعداد بعد از C بیانگر مقاومت فشاری مشخصه بتن برحسب مگاپاسکال می‌باشند. در عمل، در شرایط اجرایی کارگاهی، در صورتی بتن منطبق بر مشخصات و قابل قبول تلقی می‌شود که با شرایط مندرج در فصل دهم مطابقت داشته باشد.

۹-۵-۳-۲ روش‌های تعیین نسبت‌های اختلاط

۹-۵-۳-۲-۱ برای بتن‌های پایین تر از رده C۲۰ می‌توان نسبت‌های اختلاط را براساس تجارب قبلی و بدون مطالعه آزمایشگاهی تعیین کرد و یا به شرط آنکه مصالح مصرفی استاندارد باشند، «نسبت‌های اختلاط استاندارد» مطابق دفترچه مشخصات فنی عمومی را ملاک قرار داد.

۹-۵-۳-۲-۲ برای بتن‌های رده C۲۰ و بالاتر، تعیین نسبت‌های بهینه اختلاط باید ازطریق مطالعات آزمایشگاهی و با در نظر گرفتن ضوابط طراحی بر اساس دوام صورت گیرد.

این مطالعات ممکن است قبل‌از شروع عملیات اجرایی توسط طراح انجام پذیرد و نتیجه به دست آمده به عنوان «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.

۹-۵-۳-۳ مقاومت فشاری متوسط

۹-۵-۳-۳-۱ مقاومت فشاری متوسط لازم، باید برابر با بزرگترین مقدار بدست آمده از هر یک از دو رابطه (۹-۵-۱) و (۹-۵-۲) در نظر گرفته شود:

$$f_{cm} = f_c + ۱/۳۴s + ۱/۵MPa \qquad (۱-۵-۹)$$

$$f_{cm} = f_c + ۲/۳۳s - ۴MPa \qquad (۲-۵-۹)$$

که در آنها S، انحراف استاندارد مقاومت فشاری آزمونه‌ها بر حسب مگاپاسکال می‌باشد.

۹-۵-۳-۴ تعیین انحراف استاندارد

برای تعیین انحراف استاندارد می‌توان از دو روش استفاده کرد:

اگر از نتایج آماری پروژه‌های مشابه قبلی استفاده می‌گردد باید طبق بند ۹-۵-۳-۴-۱ انحراف استاندارد محاسبه گردد.

منظور از پروژه‌های مشابه پروژه‌هایی است که:

- مصالح مصرفی بکار رفته در آن و پروژه موجود از نظر نوع و مشخصات فنی تشابه داشته باشند.
- شرایط نظارت و کنترل کیفیت آنها و پروژه موجود تشابه داشته باشند.
- مقدار تفاوت در مقاومت فشاری مشخصه بتن در آنها و پروژه موجود از ۵ مگاپاسکال بیشتر نباشد.

در غیر اینصورت برای مواردی که اطلاعات آماری وجود ندارد، از روش ارائه شده در بند ۹-۵-۳-۴-۲ استفاده می‌شود.

۹-۵-۳-۴-۱ محاسبه انحراف استاندارد بر اساس نتایج آماری پروژه‌های قبلی

در این روش باید بر اساس نتایج مقاومت فشاری آزمونه‌ها که از پرونده آزمایش‌های پروژه‌های مشابه بدست آمده است، انحراف استاندارد را با استفاده از رابطه (۹-۵-۳) محاسبه کرد.

$$S = \sqrt{\frac{\sum(x-m)^2}{n-1}} \qquad (۹-۵-۳)$$

x: مقاومت فشاری آزمونه

m: میانگین مقاومت فشاری آزمونه‌ها

n: تعداد آزمونه‌ها

نتایج آزمایش حداقل ۳۰ نمونه متوالی باید از پروژه مشابه قبلی موجود باشد. اگر کمتر از ۳۰ نتیجه آزمایش موجود باشد، باید ضریب اصلاحی برای انحراف استاندارد مطابق رابطه (۹-۵-۴) محاسبه گردد:

$$R = 0/75 + (\frac{2}{n})^{\frac{1}{2}} \qquad (۹-۵-۴)$$

که در آن:

n: تعداد آزمونه‌ها

چنانچه نتایج آزمایش حداقل ۳۰ نمونه متوالی موجود نباشد، می‌توان از دو گروه نمونه‌های متوالی با مجموع حداقل ۳۰ آزمایش استفاده کرد. در چنین حالتی باید انحراف استاندارد دو گروه آزمایش بر اساس رابطه (۹-۵-۵) به صورت میانگین آماری محاسبه گردد.

$$\bar{S} = \left[\frac{(n_1-1)S_1^2+(n_2-1)S_2^2}{n_1+n_2-2}\right]^{1/2} \qquad (۹-۵-۵)$$

که در آن:

$\bar{S}$: میانگین آماری انحراف استاندارد در گروه نمونه‌های متوالی

S_1 و S_2: انحراف استاندارد محاسبه شده از دو گروه نمونه‌های متوالی

n_1 و n_2: تعداد نمونه‌ها در دو گروه متوالی

اگر از روش محاسبه انحراف استاندارد بر اساس نتایج پروژه‌های مشابه استفاده شود، باید موارد زیر در نظر گرفته شود:

- مقدار انحراف استاندارد فرض شده، باید پس از کسب اطلاعات کافی در حین اجرای پروژه، بر اساس انحراف استاندارد واقعی اصلاح گردد.
- در هیچ شرایطی نباید انحراف استاندارد کارگاهی کمتر از ۲/۵ مگاپاسکال در نظر گرفته شود.

۹-۵-۳-۴-۲ تعیین انحراف استاندارد در صورت عدم دسترسی به اطلاعات آماری

در مواردی که نتایج مقاومت فشاری آزمونه‌ها از نتایج آماری پروژه‌های قبلی، در دسترس نباشد، می‌توان بر اساس سطح نظارت و کنترل کیفیت کارگاه و مقاومت مشخصه بتن مقدار انحراف استاندارد را از جدول ۹-۵-۴ تخمین زد.

رتبه بندی کارگاه به شرایط تولید، نظارت و کنترل کیفیت بستگی دارد. بطور کلی کارگاه‌ها به سه درجه الف، ب و ج تقسیم می‌شوند. برای تعیین رتبه کارگاه باید از اطلاعات داده شده در جدول ۹-۵-۵ استفاده شود.

جدول ۹-۵-۴ انحراف استاندارد بر اساس رتبه بندی کارگاه و مقاومت مشخصه بتن

رتبه‌بندی کارگاه	مقاومت مشخصه بتن (مگاپاسکال)				
	۱۶	۲۰	۲۵	۳۰و ۳۵	۴۰ و بیشتر
الف	۲/۵	۳	۳/۵	۴	۴/۵
ب	۳/۵	۴	۴/۵	۵	۵/۵
ج	۴/۵	۵	۵/۵	۶	۶/۵

جدول ۹-۵-۵ رتبه‌بندی کارگاهها بر اساس وضعیت تولید بتن، نظارت و کنترل کیفیت

شرایط تولید و کنترل	وضعیت کنترل کیفیت		
	الف	ب	ج
توزین یا پیمانه کردن سیمان	وزنی	وزنی	حجمی
توزین یا پیمانه کردن سنگدانه	وزنی	حجمی	حجمی
کنترل دانه بندی سنگدانه	کنترل شده	کنترل شده	بدون کنترل
کنترل رطوبت سنگدانه	کنترل شده	کنترل شده	بدون کنترل
نظارت بر تولید	در سطح عالی	در سطح خوب	در سطح ضعیف
امکانات آزمایشگاهی	موجود است	موجود است	در سطح محدود
تداوم در آزمایش	مداوم	گاهی اوقات	در سطح محدود
نیروی متخصص تولید بتن	وجود دارد	وجود دارد	در سطح محدود

۹-۵-۳-۵ 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 تأمین می‌کند، می‌تواند مشتمل بر پرونده‌ای از آزمایش‌های

مقاومت در شرایط کارگاهی یا چند پرونده از آزمایش‌های مقاومت یا مخلوط‌های آزمایشی آزمایشگاهی باشد.

۹-۵-۳-۵-۱ 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 آن‌که این پرونده آزمایشهای انجام شده در مدت حداقل ۴۵ روز را در برگیرد.

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.

۹-۵-۳-۵-۲ در صورتی که در کارگاه پرونده‌های قابل قبول از نتایج آزمایش‌ها موجود نباشد می‌توان نسبت‌های اختلاط بتن را براساس 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 اختلاطی و روانی لازم برای کار مورد نظر باید حداقل با سه نسبت مختلف آب به سیمان یا سه مقدار سیمان ساخته شوند، به طوری‌که 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 ۲ $\pm$ میلیمتر باشد و برای بتن حباب‌دار، اختلاف مقدار هوا با هوای حداکثر مجاز در محدوده ۰/۵ $\pm$ درصد باشد.

ت- برای هر نسبت آب به سیمان یا هر مقدار سیمان باید حداقل سه آزمونه، ساخته و عمل آورده شوند. آزمونه‌ها باید درسن 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 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 مطابق بند ۹-۵-۳-۳ تامین شود، مگر آن که با توجه به مندرجات فصل ششم مقداری کمتر برای نسبت آب به سیمان یا مقداری بیشتر برای عیار سیمان مورد نظر باشد.

۹-۵-۳-۶ تقلیل یا افزایش مقاومت فشاری متوسط

۹-۵-۳-۶-۱ بعد از به دست آمدن اطلاعات کافی از نتایج آزمایش‌های مقاومت ضمن اجرای ساختمان، می‌توان مقاومت فشاری متوسط لازم را تقلیل داد، مشروط بر آن‌که:

الف- نتایج حداقل ۳۰ آزمایش مقاومت موجود باشد و متوسط آنها از مقدار لازم مطابق بند ۹-۵-۳-۳ بیشتر باشد.

ب- ضوابط مربوط به شرایط ویژه محیطی مندرجات فصل ششم تأمین شود.

۹-۵-۳-۶-۲ در صورتی‌که متوسط نتایج حداقل ۳۰ آزمایش مقاومت از مقدار لازم مطابق بند ۹-۵-۳-۳ کمتر باشد باید اقداماتی برای افزایش مقدار متوسط نتایج آزمایش‌های بعدی مقاومت صورت گیرد.

۹-۶ پایایی (دوام) بتن و میلگردهای فولادی

۹-۶-۱ کلیات

پایایی یا دوام بتن ساخته شده از سیمان پرتلند به توانایی بتن برای مقابله با عوامل جوی، حملات شیمیایی، سایش، فرسایش و هرگونه فرآیند منجر به اضمحلال و تخریب اطلاق می‌شود. بتن پایا در شرایط محیطی مورد نظر، شکل، حداقل کیفیت اولیه و قابلیت بهره‌برداری مورد نظر از ساختمان‌های بتنی را حفظ می‌کند.

۹-۶-۱-۱ انواع آسیب‌دیدگی‌های بتن

۹-۶-۱-۱-۱ آسیب‌دیدگی بر اثر دوره‌های یخ زدن و آب شدن

آسیب‌دیدگی بر اثر دوره‌های یخ زدن و آب شدن در بتن به صورت ترک‌خوردگی و فروپاشی آن مشخص می‌شود. علت این آسیب‌دیدگی انبساط پیش رونده خمیر سیمان سخت شده بر اثر دوره‌های یخ‌زدگی و آب شدن مکرر است.

۹-۶-۱-۱-۲ حمله سولفاتی

به علت نفوذ یون سولفات موجود در آب یا خاک مجاور بتن، موادی منبسط شونده در بتن ایجاد می‌شوند که با گذشت زمان باعث فروپاشی سطح بتن شده و خرابی به مرور به صورت پیش‌رونده به داخل بتن گسترش می‌یابد. به همین دلیل میزان یون سولفات موجود در آب و یا خاک باید بررسی شود.

۹-۶-۱-۱-۳ واکنش قلیایی سنگدانه‌ها

در برخی از حالات سنگدانه‌هایی از نوع خاص با اکسیدهای قلیایی سیمان واکنش داده که واکنش‌ها با انبساط بتن همراه است. دراثر این انبساط و در حضور رطوبت، بتن تحت تنش‌های داخلی قرار گرفته و ترک می‌خورد. این نوع آسیب‌دیدگی در تمامی جسم بتن ایجاد شده و به عکس آسیب‌دیدگی‌های دیگرکه از سطح خارجی شروع می‌شوند، از درون باعث تخریب بتن می‌شود. به همین دلیل سنگدانه‌های مشکوک به توانایی واکنش‌زایی مانند اوپال، کلسدونی، بعضی از اشکال کوارتز، کریستوبالیت، تری‌دیمیت و شیشه‌های سیلیسی باید مورد بررسی قرار گرفته و در صورت فعال بودن آنها از سیمانی با قلیایی معادل کمتر از ۰/۶ درصد برای واکنش قلیایی- سیلیسی و ۰/۴ درصد برای واکنش قلیایی کربناتی استفاده شود.

۹-۶-۱-۱-۴ خوردگی فولاد مدفون در بتن

اگر بنابه دلایلی‌که در ادامه ارائه می‌شوند لایه‌های محافظ خوردگی بتن در روی میلگردهای مدفون در آن از بین روند با حضور اکسیژن و آب، خوردگی در فولاد به صورت پیش رونده ادامه یافته و با افزایش حجم محصولات زنگ آهن در اطراف میلگردها، تنش‌های داخلی در بتن موجب ترک خوردن و ورآمدن آن می‌شود. علل آغاز خوردگی نفوذ یون کلرید و یا گاز دی‌اکسید کربن به داخل بتن می‌باشد.

۹-۶-۱-۱-۵ سایش و فرسایش

در اثر عبور وسایط نقلیه و یا حرکت آب از روی سطح بتن، آسیب دیدگی به صورت جدا شدن ذراتی از سطح بتن آغاز و در نهایت به از بین رفتن قسمتی از بتن منجر می‌شود. با افزایش مقاومت فشاری بتن می‌توان مقاومت سایشی و فرسایشی آن را افزایش داد.

۹-۶-۲ مکانیزم‌های کاهنده پایایی

۹-۶-۲-۱ دوره‌های یخ‌زدن و آب شدن

یخ زدن و آب شدن مکرر بتن در مناطق سرد سیر باعث تخریب بتن می‌شود. این نوع خرابی در اثر مواد شیمیایی یخ‌زدا شدت می‌یابد.

۹-۶-۲-۲ عوامل شیمیایی خورنده

برخی از مواد شیمیایی باعث ایجاد واکنش با مواد تشکیل دهنده بتن می‌شوند. مواد اسیدی اثرات تخریبی بیشتری دارند. به همین دلیل مقابله با اثر خورنده اسیدهای قوی مستلزم اتخاذ تدابیر ویژه حفاظتی است.

۹-۶-۲-۳ سایش و فرسایش

در بعضی موارد سطح بتن دچار تخریب می‌شود و این امر بویژه درکف محوطه‌های صنعتی مشکلاتی را به وجود می‌آورد. در ساختمان‌های آبی دانه‌های شن و ماسه موجود در آب جاری ممکن است موجب سایش سطوح شوند.

۹-۶-۲-۴ 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 کم‌قلیا و بهره‌گیری از مواد پوزولانی می‌توانند مانع بروز این مشکلات شوند.

۹-۶-۳ ضوابط ویژه برای افزایش پایایی در شرایط محیطی مختلف

۹-۶-۳-۱ عوامل مؤثر برکاهش نفوذپذیری بتن

برای افزایش پایایی بتن باید نفوذپذیری آن را با رعایت موارد (الف) الی (چ) تقلیل داد:

الف- استفاده از سیمان مناسب

ب- بهینه‌سازی عیار سیمان

پ- انتخاب صحیح و مناسب نسبت‌های اختلاط بتن

ت- استفاده از افزودنی‌های شیمیایی مانند روان‌کننده‌ها، مواد حباب هواساز و...

ث- کاهش و محدود نمودن نسبت آب به مواد سیمانی (سیمان و پوزولان و مواد شبه‌سیمانی)

ج- تأمین حداکثر تراکم با وسایل و روش‌های مناسب

چ- عمل‌آوری دقیق و کافی با روش‌های مناسب

۹-۶-۴ دسته‌بندی شرایط محیطی و الزامات برای بتن مسلح در معرض یون‌های کلرید

الف) شرایط محیطی متوسط (دسته‌بندی A): ساختمان‌های رو زمینی که در معرض خطر نفوذ یون کلرید بر اثر وزش بادهای دارای یون‌های نمک نیستند.

ب) شرایط محیطی شدید (دسته‌بندی B): ساختمان‌های رو زمینی در نواحی نزدیک به ساحل و در معرض وزش بادهای حاوی یون‌های کلرید.

پ) شرایط محیطی شدید (دسته‌بندی C): قسمتهایی از ساختمان که در تماس با خاک است و بالای ناحیه موییننگی واقع شده است (به علت فشار کم آب یا وجود سیستم زهکشی، خطر نفوذ شدید آب از سطح به داخل بتن وجود ندارد) و یا قسمت‌هایی که دائماً در زیر آب دریا واقع‌اند.

ت) شرایط محیطی خیلی شدید (دسته‌بندی D): قسمتهایی از ساختمان که در تماس با خاک مهاجم است و در زیر سطح آب زیر زمینی واقع شده است (آب براحتی می‌تواند از سطح به داخل نفوذ پیدا کند).

ث) شرایط محیطی فوق‌العاده شدید (دسته‌بندی E): ساختمان‌های دریایی (دارای قسمتهایی در ناحیه جزر و مدی و ناحیه پاشش).

جدول ۹-۶-۱ حداقل مقدار سیمان، نوع سیمان و نسبت آب به سیمان با توجه به دسته‌بندی شرایط محیطی بتن مسلح در معرض یون‌های کلرید

شرایط	نوع سیمان انتخابی	حداقل مقدار مواد سیمانی kg / m^3	حداکثر نسبت آب به مواد سیمانی	حداقل رده بتن (مقاومت مشخصه)
متوسط-A	سیمان پرتلند نوع (۱) و (۲) و یا به همراه مواد جایگزین سیمان*	۳۰۰	۰/۵	C۳۰
شدید- B	سیمان پرتلند نوع (۱) و (۲) و یا به همراه مواد جایگزین سیمان	۳۲۵	۰/۴۵	C۳۰
شدید- C	سیمان پرتلند نوع (۱) و (۲) و یا به همراه مواد جایگزین سیمان	۳۵۰	۰/۴۵	C۳۵
خیلی شدید-D	سیمان پرتلند نوع (۲) به همراه مواد جایگزین سیمان	۳۵۰	۰/۴	C۳۵
فوق‌العاده شدید-E	سیمان پرتلند نوع (۲) به همراه مواد جایگزین سیمان	۳۷۵	۰/۴	C۴۰

* مواد جایگزین سیمان شامل دوده سیلیس، روباره، خاکستر بادی و پزولانهای طبیعی یا مصنوعی هستند که باید مشخصات آنها و عملکرد آنها قبل از مصرف تایید شده باشد.

* حداکثر مواد سیمانی به ۴۲۵ کیلوگرم در متر مکعب محدود می‌گردد. در صورت لزوم استفاده از مواد سیمانی به مقدار بیش از حداکثر مقدار مجاز باید اقدامهای لازم به منظور جلوگیری از ترک‌خوردگی ناشی از خشک شدن و کاهش حرارت ایجاد شده در قطعات حجیم، اعمال گردد و کیفیت کار توسط مهندس ناظر تایید گردد.

۹-۶-۴-۱ مقدار مجازیون کلرید در بتن

به منظور حفاظت میلگردها در برابر خوردگی، حداکثر کلرید قابل حل در آب و یا در اسید در بتن سخت شده ۲۸ روزه، ناشی از مواد تشکیل‌دهنده بتن یعنی آب، سنگدانه‌ها، مواد شیمیایی و مواد افزودنی نباید از مقادیر حداکثر مجاز داده شده در جدول ۹-۶-۲ تجاوز کند.

جدول۹-۶-۲ حداکثر مجاز یون کلرید در بتن مسلح از نظر خوردگی فولاد برای ساخت جدید

نوع قطعه بتنی	به وزن سیمان بر حسب درصد	
	قابل حل در آب	قابل حل در اسید
بتن پیش‌تنیده	۰/۰۶	۰/۰۸
بتن آرمه‌ای که در زمان بهره‌برداری در معرض رطوبت و کلریدها قرار گیرد	۰/۰۸	۰/۱
بتن‌آرمه‌ای که در زمان بهره‌برداری در حالت خشک باشد یا از رطوبت محافظت شود.	۰/۱۵	۰/۲۰

۹-۶-۴-۲ به منظور اعمال پارامترهای دوام در طراحی، علاوه بر مقاومت مشخصه، آزمایش‌های جذب آب، نفوذ آب و نفوذ یون کلرید انجام می‌شود. محدودیت‌های لازم برای آزمایش‌های نفوذپذیری در جدول ۹-۶-۳ آورده شده است.

جدول ۹-۶-۳ مقادیر مجاز تعیین شده از آزمایش‌های نفوذپذیری بتن مسلح برای اعمال دوام در شرایط محیطی منطقه (طبق جدول ۹-۶-۱)

آزمایش	محدوده مجاز		
	شرایط A	شرایط B و C	شرایط D و E
۱- جذب آب نیم‌ساعته (در سن ۲۸ روز) Water absorption test BS **1881**, Part **122,1983**	حداکثر ۴ درصد	حداکثر ۳ درصد	حداکثر ۲ درصد
۲- نفوذ آب (در سن ۲۸ روز) Depth of penetration of water under pressure BS EN **12390-8:2000**	حداکثر ۵۰ میلیمتر	حداکثر ۳۰ میلیمتر	حداکثر ۱۰ میلیمتر
۳- نفوذ کلرید (در سن ۲۸ روز) Rapid chloride penetration test ASTM C **1202,1994**	حداکثر ۳۰۰۰ کولن	حداکثر ۳۰۰۰ کولن	حداکثر ۲۰۰۰ و ۱۵۰۰کولن به ترتیب در شرایط (D و E)

- آزمایش‌های فوق به منظور ارزیابی در کوتاه مدت بکار می‌رود. مسلماً انجام آزمایش‌های فوق در دراز مدت قابلیت اعتماد بیشتری دارد.
- انجام آزمایش‌های شماره ۱ و ۲ (جذب آب و نفوذ آب) برای کلیه پروژه‌های حاشیه خلیج فارس و دریای عمان و محیط‌های دریایی الزامی می‌باشد.
- آزمایش شماره ۳ (نفوذ کلرید) برای تمام ساختمان‌های دریایی که در معرض مستقیم آب دریا و سایر ساختمان‌هایی که تا فاصله ۵۰۰ متر از حاشیه ساحل قرار دارند، اکیداً توصیه می‌گردد.

۹-۶-۵ تخمین عمر مفید ساختمان‌های بتن مسلح

۹-۶-۵-۱ طراحی بر اساس دوام در مقابل نفوذ یون کلرید

به منظور پیش‌بینی عمر مفید ساختمان‌های بتن مسلح در محیط‌های خورنده، که یون کلرید عامل اصلی خرابی می‌باشد، می‌بایستی از مدل‌های پیش‌بینی عمر مفید مربوط به همان ناحیه استفاده نمود. معادله کلی تخمین عمق نفوذ یون کلرید که تابع قانون دوم فیک و از طریق تئوری انتشار است، بصورت رابطه (۹-۶-۱) آمده است.

$$C_{(x,t)} = C_{\cdot} + (C_{S,\Delta x} - C_{\cdot})\left[1 - erf\,\frac{a-\Delta x}{2\sqrt{D_{app,c}t}}\right] \qquad ۹\text{-}۶\text{-}۱$$

$C_{(x,t)}$: مقدار کلراید در عمق x (سطح ساختمان x=0m) در زمان t (در صد وزن سیمان)

$C_{\cdot}$: مقدار کلراید اولیه بتن (درصد وزن سیمان)

$C_{S,\Delta x}$: مقدار کلراید در عمق Δx در زمان t (درصد وزن سیمان)

x: عمق متناسب با مقدار کلراید $C_{(x,t)}$ (m)

a: پوشش بتن (mm)

Δx: عمق ناحیه همرفت (لایه بتن که تا آن ناحیه فرآیند نفوذ کلراید از قانون انتشار دوم فیک تبعیت نمی‌کند) (mm)

$D_{app,c}$: ضریب انتشار کلراید در بتن ($mm^2/year$)

erf: تابع خطا

طراح می‌تواند با تعیین و قرار دادن کلیه پارامترها، زمان t را محاسبه و بدینوسیله زمان آغاز خوردگی در این حالت را پیش بینی نماید.

۹-۶-۵-۲ طراحی بر اساس دوام در خوردگی ناشی از کربناسیون

در صورتیکه خوردگی آرماتور ناشی از نفوذ گاز کربنیک و پدیده کربناسیون صورت پذیرد، پیش‌بینی عمر مفید بر اساس رابطه (۹-۶-۲) خواهد بود.

$$x = a\sqrt{t} \qquad (۹\text{-}۶\text{-}۲)$$

در این رابطه x عمق نفوذ کربناته شده بتن، t زمان و a پارامتری است که به شرایط محیطی و مشخصات بتن وابسته است.

مهندس طراح می‌تواند با کاربرد مدل کربناسیون در منطقه مورد نظر و قرار دادن پوشش بتن روی آرماتور (x) و پارامتر a زمان لازم برای آغاز خوردگی و در نتیجه عمر مفید را پیش‌بینی نماید.

۹-۶-۶ دوام در محیط‌های در معرض دوره‌های یخ زدن و آب شدن

۹-۶-۶-۱ دسته‌بندی شرایط محیطی در معرض یخ زدن و آب شدن

الف-شرایط محیطی متوسط: بتن در معرض دوره‌های یخ زدن و آب شدن و گاهی در معرض رطوبت قرار دارد.

ب- شرایط محیطی شدید: بتن در معرض دوره‌های یخ زدن و آب شدن و پیوسته در معرض رطوبت قرار دارد.

ج- شرایط محیطی خیلی شدید: بتن در معرض دوره‌های یخ زدن و آب شدن و پیوسته در معرض رطوبت و نمک‌های یخ‌زدا قرار دارد.

۹-۶-۶-۲ استفاده از مواد حباب‌ساز

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 استاندارد ملّی ۳۸۲۱ ایران اندازه‌گیری شده و مطابق جدول ۹-۶-۴ باشد. در صورتی که مقاومت فشاری بتن، از ۳۵ مگاپاسکال بیشتر باشد، می‌توان مقادیر درج شده در جدول را به میزان یک درصد کاهش داد.

۹-۶-۷ تدابیر احتیاطی در محیط‌های سولفاتی

بتنی‌که احتمال دارد در محیط سولفاتی، و نه محیط توأم سولفاتی و کلریدی قرار گیرد باید با ضوابط جدول‌های ۹-۶-۵ 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 ارائه شده است.

این بتن‌ها باید دارای مقاومت مناسب و نفوذپذیری کم و تا حد امکان فاقد مواد آسیب‌پذیر باشند. برای تأمین این منظورها باید ملاحظات (الف) تا (ت) مد نظر باشد.

الف- 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.

ب- نسبت آب به سیمان، با استفاده از مواد افزودنی مناسب، نظیر روان کننده‌ها و فوق روان‌کننده‌ها کاهش داده شود.

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

ت- در مناطقی‌که سولفات و کلراید توأماً موجود می‌باشند، مثلاً شرایط محیط‌های دریایی، باید در انتخاب نوع سیمان برای اعضا و قطعات بتن‌آرمه دقت بیشتری به عمل آید. بویژه ازکاربرد سیمان پرتلند نوع پنج می‌باید خودداری گردد. مناسب‌ترین نوع سیمان در این مناطق سیمان نوع دو، با یا بدون پوزولان، است.

جدول۹-۶-۴ مقدار کل حباب‌های هوا برای بتن مقاوم در برابر یخ زدن و آب شدن

حداکثر اندازه اسمی سنگدانه (میلیمتر)	مقدار درصد هوا* درشرایط محیطی	
	ب و ج	الف
۹/۵	۷/۵	۶
۱۲/۵	۷	۵/۵
۱۹	۶	۵
۲۵	۶	۴/۵
۳۸	۵/۵	۴/۵
۵۰	۵	۴
۶۳	۴/۵	۳/۵

* رواداری مقدار هوا در محل مصرف ۱/۵ $\pm$ درصد است.

جدول ۹-۶-۵-الف رده‌بندی سولفات‌ها در خاک و تدابیر احتیاطی توصیه شده برای مقاطع بتنی نازک

رده بندی سولفاتها در شرایط گوناگون محیطی				تدابیر احتیاطی توصیه شده *	
شرایط محیطی از نظر سولفات	SO_3 در آبهای زیرزمینی (PPM)	SO_3 در خاک		مقاطع بتنی نازک در زیرزمینها، آبروها، حفره‌های آدم رو	حداکثر نسبت آب به مواد سیمانی
		مقدار کل (٪)	در عصاره ۲ به۱ ** (g/l)		
ملایم	کمتر از ۳۰۰	کمتر از ۰/۲	*	الف- اگر کل ساختمان بالاتر از سفره آب قرار گیرد از سیمان نوع ۱ استفاده شود.	۰/۵۵
				ب- اگر ساختمان تحت اثر فشار آب از بیرون قرار گیرد، از سیمان نوع ۱ استفاده یا به طریقی دیگر، از آسفالت یا قیرگونی یا سایر مواد غشاساز استفاده شود.	۰/۵۵
متوسط	۳۰۰ تا ۱۲۰۰	۰/۲ تا ۰/۵	*	الف- اگرکل ساختمان بالاتر از سفره آب قرار گیرد، از سیمان نوع ۱ استفاده شود	۰/۵
				ب-۱- اگر ساختمان تحت اثر فشار آب از بیرون قرار گیرد، از سیمان نوع ۱ استفاده شود.	۰/۵
				ب-۲- یا از سیمان نوع ۵ یا به طریقی دیگر، از آسفالت یا قیرگونی یا سایر مواد غشاساز استفاده شود.	۰/۵
*** شدید	۲۰۰ تا ۲۵۰۰	۰/۵ تا ۱	۱/۹ تا ۳/۱	الف- اگر کل ساختمان بالاتر از سفره آب قرار گیرد، از سیمان نوع ۱ یا از سیمان نوع ۵ استفاده شود.	۰/۵
				ب-۱- اگر ساختمان تحت اثر فشار آب از بیرون قرار گیرد، از سیمان نوع ۵ استفاده شود	۰/۵
				ب-۲- 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 ساختمان بالاتر از سفره آب قرار گیرد و خاک همواره خشک باقی بماند، از سیمان نوع ۲ یا از سیمان نوع ۵ استفاده شود.	۰/۴۵
				ب- اگر ساختمان 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 یا سایر مواد غشاساز نفوذ ناپذیر اتخاذ شود.	*
فوق العاده شدید	بیشتر از ۵۰۰۰	بیشتر از ۲	بیشتر از ۵/۶	الف- اگر کل ساختمان بالاتر از سفره آب قرار گیرد و خاک همواره خشک باقی بماند، از سیمان نوع ۱ یا از سیمان نوع ۵ استفاده شود.	۰/۴۵
				ب-۱- اگر ساختمان در تماس با سفره آب متغیر قرار گیرد، ازسیمان آمیخته مناسب استفاده شود.	۰/۴
				ب-۲- 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 بین۵۰ تا ۷۵ میلیمتر).

** منظور از عصاره۲ به۱، نسبت وزنی‌خاک به آب مساوی با ۲ است.

*** سیمان‌های پرتلند روباره‌ای 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 درخاک) 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 از۲۵۰۰ قسمت در میلیون در آب (یا ۱ درصد در خاک) تجاوز نکند.

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

جدول۹-۶-۵- ب رده‌بندی سولفات‌ها در خاک و تدابیر احتیاطی توصیه شده برای شمع‌های بتنی درجا

رده‌بندی سولفاتها در شرایط گوناگون محیطی				تدابیر احتیاطی توصیه شده *	
شرایط محیطی از نظر سولفات	SO_4 در آبهای زیرزمینی (PPM)	SO_4 در خاک		مقاطع بتنی نازک در زیرزمینها، آبروها، حفره‌های آدم رو	حداکثر نسبت آب به مواد سیمانی
		مقدار کل (٪)	درعصاره ۲به۱ ** (g/l)		
ملایم	کمتر از ۳۰۰	کمتر از ۰/۲	-	الف- اگر شمع‌ها به تمامی بالاتر از سفره آب فرار گیرند از سیمان نوع ۱ استفاده شود.	۰/۵۵
				ب- اگر شمع‌ها در تماس با سفره آب متغیر قرار گیرند از سیمان نوع ۱ استفاده شود.	۰/۵۵
متوسط	۳۰۰ تا ۱۲۰۰	۰/۲ تا ۰/۵	-	الف- اگر شمع‌ها به تمامی بالاتر از سفره آب قرار گیرند از سیمان نوع ۱ استفاده شود.	۰/۵۰
				ب- اگر شمع‌ها در تماس با سفره آب متغیر قرار گیرند از سیمان نوع ۱ یا از سیمان نوع ۵ استفاده شود.	۰/۵۰
*** شدید	۱۲۰۰ تا ۲۵۰۰	۰/۵ تا ۱	۱/۹ تا ۳/۱	الف - اگر شمع‌ها به تمامی بالاتر از سفره آب قرار گیرند از سیمان نوع ۱ یا از سیمان نوع ۵ استفاده شود.	۰/۵۰
				ب- اگر شمع‌ها در تماس با سفره آب متغیر قرار گیرند از سیمان نوع ۵ استفاده شود. فقط در مورد شمع‌های باربر انتهایی قابل اعمال است.+	۰/۵۰
بسیار شدید	۲۵۰۰ تا ۵۰۰۰	۱ تا ۲	۳/۱ تا ۵/۶	الف- اگر شمع ها به تمامی بالاتر از سفره آب قرار گیرند و خاک همواره از تراوش آب در امان باشد، از سیمان نوع ۱ یا از سیمان نوع ۵ استفاده شود.	-

				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 ازسیمان آمیخته مناسب، یا محافظت جدار شمع‌های باربر انتهایی با پوشش‌های غشاساز را می‌توان نام برد. 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 یا از سیمان نوع ۵ استفاده شود.	۰/۴۵
				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 پوشش‌های غشاساز را می‌توان نام برد. نوع سیمان مصرفی بستگی به کاتیون‌ها دارد.	-

* عیارهای سیمان توصیه شده دراین جدول در مواردی مناسبند که کارایی بتن نسبتاً زیاد باشد (اسلامپ حد ۱۰۰ میلیمتر)
** ، *** ، به زیرنویس جدول ۹-۶-۵- 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.

۹-۶-۷-۱ مقدار مجاز سولفات‌ها در بتن

مقدار کل سولفات قابل حل در آب در مخلوط بتن، بر حسب SO_4 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 تشکیل دهنده بتن محاسبه شود.

۹-۶-۸ پوشش بتنی روی میلگردها

۹-۶-۸-۱ پوشش بتنی روی میلگردها برابر است با حداقل فاصله بین رویه میلگردها، اعم از طولی یا عرضی، تا نزدیکترین سطح آزاد بتن.

۹-۶-۸-۲ مراعات ضخامت پوشش بتنی مطابق بند ۹-۶-۸-۳، در مورد انتهای میلگردهای مستقیم در کف‌ها و سقف‌هایی که در معرض شرایط جوی یا تعریق نباشند، الزامی نیست.

۹-۶-۸-۳ ضخامت پوشش بتنی میلگردها متناسب با شرایط محیطی و نوع قطعه مورد نظر نباید از مقادیر داده شده در جدول ۹-۶-۶ و موارد (الف) و (ب) کمتر باشد:

الف- قطر میلگردها (درمورد قطر مؤثر گروه‌های میلگردها به بند ۹-۱۴-۱۱-۲ رجوع شود).

ب- چهار سوم بزرگترین اندازه اسمی سنگدانه‌ها

۹-۶-۸-۴ در صورتی که بتن در جوار دیواره خاکی مقاوم ریخته شود و بطور دائم با آن در تماس باشد، ضخامت پوشش نباید کمتر از ۷۵ میلیمتر اختیار گردد.

۹-۶-۸-۵ در صورتی‌که بتن دارای سطح فرورفته و برجسته (نقش‌دار یا دارای شکستگی) باشد، ضخامت پوشش باید در عمق فرورفتگی‌ها اندازه‌گیری شود.

۹-۶-۸-۶ میلگردها و تمامی قطعات و صفحه‌های فولادی پیش بینی شده برای توسعه آتی ساختمان باید بنحوی مناسب در مقابل‌خوردگی محافظت شوند.

۹-۶-۸-۷ در صورتیکه لازم باشد عضوی دارای درجه آتشپادی معینی باشد، حداقل ضخامت پوشش بتن محافظ میلگردها در برابر حریق باید ضوابط مندرج در فصل بیست و دوم را تأمین نماید.

جدول۹-۶-۶ مقادیر حداقل ضخامت پوشش بتن روی میلگردها (میلیمتر) در شرایط محیطی بند ۹-۶-۴

نوع قطعه	نوع شرایط محیطی			
	متوسط	شدید	خیلی شدید	فوق‌العاده شدید
تیرها و ستون‌ها	۴۵	۵۰	۷۵	۷۵
دال ها و تیرچه‌ها	۳۰	۳۰	۶۰	۶۰
دیوار ها وپوسته‌ها	۲۵	۳۰	۵۵	۵۵
شالوده‌ها	۵۰	۶۰	۹۰	۹۰

- در صورتیکه حفاظت‌های سطحی اعمال شود، مقادیر پوشش بتنی را می‌توان تا ۲۰ میلیمتر کاهش داد.
- اگر رده بتن به اندازه ۵ مگاپاسکال بالاتر از حداقل رده باشد، می‌توان ۵ میلیمتر از مقدار پوشش کاهش داد، مشروط بر اینکه اندازه پوشش میلگرد از ۲۵ میلیمتر در محیط متوسط، ۳۵ میلیمتر در محیط شدید و ۵۰ میلیمتر در محیط فوق‌العاده شدید کمتر نشود.
- برای میلگرد با قطر بیش از ۳۶ میلیمتر، مقادیر پوشش باید ۱۰ میلیمتر اضافه شود.
- در صورت مصرف حباب‌زا، می‌توان حداقل رده بتن را ۵ مگاپاسکال کاهش داد.

۹-۷ اجرای بتن

۹-۷-۱ نیروی انسانی، تجهیزات و آماده‌سازی محل بتن‌ریزی

۹-۷-۱-۱ نیروی انسانی

تهیه، کاربرد، اجرا و کنترل کارهای بتنی باید به افراد صاحب صلاحیتی واگذار شود که از تجربه و دانش کافی برخوردار بوده و دارای پروانهٔ مهارت فنی و یا گواهی لازم از مراجع ذیصلاح باشند.

۹-۷-۱-۲ تجهیزات و وسایل

الف) تمام وسایلی که برای مخلوط کردن و انتقال بتن به‌کار می‌روند باید تمیز باشند.

ب) پیمانه کردن مصالح تشکیل دهندهٔ بتن باید تا حد امکان به طریق وزنی انجام گیرد. این امر در بتن‌های سازه‌ای الزامی است.

پ) رواداری توزین هریک از اجزای تشکیل دهنده بتن ٪۳± است.

ت) دقت و حساسیت ترازوها و سایر قسمت‌های توزین باید ۴ / ٪۰± کل ظرفیت دستگاه باشد.

۹-۷-۱-۳ آماده سازی محل بتن‌ریزی

الف) تمامی مواد زاید از جمله یخ و زواید قالب‌بندی باید از محل‌های مورد بتن‌ریزی زدوده و برداشته شوند.

ب) قالب‌ها باید به نحوی مناسب تمیز شده و با روغن قالب اندود شوند.

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

ت) تمامی میلگردها باید قبل از بتن‌ریزی کاملا تمیز شده و عاری از پوشش‌های آلاینده باشند.
ث) قبل از ریختن بتن، باید آب اضافه از محل بتن‌ریزی خارج شود. مگرآنکه استفاده از قیف و لولهٔ مخصوص بتن‌ریزی در آب (ترمی) مورد نظر باشد.
ج) قبل از ریختن بتن جدید بر روی بتن سخت شدهٔ قبلی باید لایهٔ ضعیف احتمالی سطح بتن قبلی و هر نوع مادهٔ زاید دیگر آن زدوده شود.

۹-۷-۲ اختلاط بتن

۹-۷-۲-۱ بتن باید به گونه‌ای در داخل مخلوط کن ریخته شده و مخلوط شود که تمامی مواد تشکیل دهندهٔ آن به صورت همگن در مخلوط کن پخش شوند. قبل از پرکردن مجدد، باید مخلوط کن را به طور کامل تخلیه کرد. برای توزیع یکنواخت افزودنی‌های شیمیایی در حجم بتن باید ضمن استفاده از تجهیزات مناسب، دقت لازم به کار گرفته شده و دستورالعمل کارخانهٔ سازنده نیز رعایت شود. مخلوط کردن مواد افزودنی با بخشی از آب اختلاط، پیش از افزودن به مخلوط کن الزامی است. بتن‌ساز باید کنترل شده و نتایج آن در محاسبهٔ میزان آب اختلاط منظور شود.

۹-۷-۲-۲ بتن آماده باید مطابق استانداردهای (مشخصات بتن آماده) یا (مشخصات بتن تهیه شده از طریق پیمانه کردن حجمی و اختلاط پیوسته) مخلوط و تحویل شود.

۹-۷-۲-۳ بتن مخلوط شده در کارگاه باید مطابق ضوابط زیر تهیه شود.
۱) اختلاط بتن با مخلوط کن مورد تایید دستگاه نظارت انجام گیرد.
۲) مخلوط کن باید با سرعت توصیه شده از طرف کارخانهٔ سازنده چرخانده شود. این سرعت می‌باید بین ۶ تا ۸ دور در دقیقه باشد. سرعت دوران دیگ کامیون‌های مخلوط کن در حالت همزن، به منظور جلوگیری از جداشدگی اجزای بتن، می‌باید بین ۲ تا ۶ دور در دقیقه باشد.
۳) ترتیب ورود مواد متشکلهٔ بتن به داخل مخلوط کن باید متناسب با نوع مخلوط کن و نوع بتن باشد. رعایت دستورالعمل‌کارخانهٔ سازنده مخلوط‌کن در این زمینه الزامی است.

۴) عمل اختلاط باید حداقل تا ۱/۵ دقیقه، پس از ریختن تمامی مواد تشکیل دهنده به داخل مخلوط کن ادامه یابد.

۵) اختلاط با کامیون‌های مخلوط‌کن باید بر اساس ضوابط مندرج در استانداردهای ملی ایران صورت گیرد.

۶) نقل و انتقال، پیمانه کردن و اختلاط مصالح بتن باید با ضوابط استاندارد (مشخصات بتن آماده) یا (مشخصات بتن تهیه شده از طریق پیمانه کردن حجمی و اختلاط پیوسته) مطابقت داشته باشد.

۷) سابقهٔ کار روزانه باید برای تمامی مخلوط‌های ساخته شده در کارگاه به طور 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 ساختمان

ث) زمان و تاریخ اختلاط و بتن‌ریزی

۹-۷-۲-۴ ساخت و اختلاط بتن‌های سازه‌ای با دست به هیچ وجه مجاز نیست، بجز ساخت و اختلاط بتن‌های غیرسازه‌ای با دست، مشروط بر رعایت نکات مجاز است:

الف) حداکثر حجم بتن برای هر بار ساخت با دست ۳۰۰ لیتر است.

ب) برای تهیهٔ بتن، ابتدا بر روی یک سطح صاف، تمیز و غیر قابل نفوذ، شن به صورت یکنواخت ریخته، سپس بر روی آن ماسه به طور یکنواخت پخش می‌شود. در هر حال، ضخامت مجموع دو لایه فوق نباید از ۳۰۰ میلیمتر تجاوز نماید.

پ) سیمان خشک به‌صورت یکنواخت بر روی مصالح سنگی فوق پخش شده و سپس با وسایل مناسب به‌طور کامل مخلوط می‌شود.

ت) پس از اختلاط کامل مصالح، آب به‌تدریج به مخلوط اضافه شده و به‌طور یکنواخت مخلوط گردد تا بتن همگن به‌دست آید.

ث) چنانچه از پیمانه‌های حجمی استفاده می‌شود، باید وزن مصالح سنگی خشک، قبلا به دقت اندازه‌گیری شود و پیمانه‌های حجمی بر این اساس ساخته شده باشد.

۹-۷-۲-۵ باز آمیختن بتن با آب پس از اتمام اختلاط، ضمن نقل و انتقال یا در محل بتن‌ریزی مجاز نمی‌باشد، مگر در موارد استثنایی و با کسب مجوز از دستگاه نظارت و رعایت حداکثر نسبت آب به سیمان مجاز در طرح.

۹-۷-۳ انتقال بتن

۹-۷-۳-۱ انتقال بتن از مخلوط‌کن تا محل نهایی بتن‌ریزی باید چنان صورت گیرد که از جدا شدن یا از بین رفتن مصالح جلوگیری شود.

۹-۷-۳-۲ 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.

۹-۷-۳-۲-۱ چرخ‌های دستی و دامپر

حمل بتن با انواع چرخ‌های دستی و دامپر فقط تحت شرایط الف تا ت مجاز است:

الف) حجم ساخت بتن از ۳۰۰ لیتر در هر نوبت تجاوز نکند.

ب) بتن، سازه‌ای نباشد.

پ) فاصلهٔ حمل در چرخ‌های دستی حداکثر ۶۰ متر و در دامپر حداکثر ۱۲۰ متر باشد.

ت) وسایل مزبور دارای چرخ‌های لاستیکی و مسیر حمل کاملا صاف وافقی باشد.

۹-۷-۳-۲-۲ ناوهٔ شیب‌دار یا شوت شیب‌دار

ناوهٔ شیب‌دار باید فلزی یا دارای روکش فلزی یا پلاستیکی بوده، کاملا آب‌بند باشد و شیب آن ثابت و به گونه‌ای اختیار شود که هنگام حمل، عمل جدایی در اجزای بتن حادث نشود. در انتهای ناوه باید یک مانع قائم برای جلوگیری از جداشدگی اجزای بتن، و یا قیف قائم برای تخلیهٔ بتن به داخل قالب پیش‌بینی شود.

۹-۷-۳-۲-۳ تلمبه دستی بتن

در انتقال بتن به وسیلهٔ پمپ، حداکثر نسبت اندازهٔ سنگدانه‌ها به کوچکترین قطر داخلی لولهٔ انتقال بتن نباید از مقادیر زیر تجاوز کند:

الف) ۰/۳۳ برای سنگدانه‌های تیز گوشه

ب) ۰/۴۰ برای سنگدانه‌های کاملا گرد گوشه

۹-۷-۳-۲-۴ باکت یا جام

دریچهٔ تخلیه باکت باید در کف آن تعبیه شده باشد و بایستی دارای تعداد بازشو کافی باشد. ابعاد دهانهٔ بازشو نباید از $\frac{1}{3}$ طول قائم باکت و ۵ برابر قطر بزرگترین سنگدانه کمتر باشد. زاویهٔ شیب جدار باکت در محل تخلیهٔ آن نباید از ۶۰ درجه کمتر باشد. تخلیهٔ بتن به داخل باکت باید به طور قائم و در مرکز آن باشد. چنانچه بتن داخل باکت، مستقیماً و یا از طریق ناوهٔ شیب‌دار به داخل قالب تخلیه می‌شود، باید در انتهای نقطهٔ تخلیه و توسط محفظهٔ هدایت که ارتفاع آن حداقل ۶۰۰ میلی‌متر می‌باشد، به محل نهایی ریخته شود.

۹-۷-۳-۲-۵ کامیون مخلوط کن

انتقال بتن با کامیون‌های مخلوط کن باید بر اساس استاندارد ملّی ایران صورت گیرد.

۹-۷-۴ بتن‌ریزی

۹-۷-۴-۱ بتن باید تا حد امکان نزدیک به محل نهایی خود ریخته شود تا از جدایی دانه‌ها بر اثر جابجایی مجدد جلوگیری شود.

۹-۷-۴-۲ روند بتن ریزی باید طوری باشد که بتن در هنگام ریختن و جای دادن به حالت خمیری باقی بماند و بتواند به راحتی به فضاهای بین میلگردها راه یابد.

۹-۷-۴-۳ درصورتی که 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 روان کننده میسر می‌باشد مشروط براینکه نسبت آب به سیمان از حداکثر مقدار مجاز طرح فراتر نرود.

۹-۷-۴-۴ بتنی که به حالت نیمه سخت در آمده و گیرش آن شروع شده و یا به مواد زیان آور بیرونی آلوده شده است، نباید در بتن‌ریزی قطعات سازه‌ای به‌کار رود.

۹-۷-۴-۵ بتن‌ریزی باید از آغاز تا پایان، به صورت عملیاتی سریع و پیوسته در محدودهٔ مرزها یا درزهای از پیش تعیین شدهٔ قطعات ادامه یابد. درزهای اجرایی مورد نیاز باید با ضوابط مندرج در این مقررات مطابقت داشته باشد.

۹-۷-۴-۶ سطح بتن ریخته شده به صورت لایه‌های افقی، باید تراز باشد.

۹-۷-۴-۷ استفاده از مواد حباب‌زا و ساخت بتن با حباب هوا برای بتن‌هایی که در معرض یخ زدن و آب شدن‌های متوالی قرار می‌گیرند، الزامی است.

۹-۷-۴-۸ بتن‌ریزی شالوده

درصورت سست بودن محل شالوده، باید عملیات پی‌کنی تا تراز زمین سخت (با مقاومت مورد نظر) ادامه یافته و حفاری اضافی با مصالح مورد تایید دستگاه نظارت تا تراز زیر شالوده پرشده و تحکیم یابد. بستر شالوده باید با حداقل ۱۰۰ میلی‌متر بتن مگر آماده و رگلاژ شود. درصورتی‌که به علت شرایط زمین شالوده، با دستگاه نظارت، بستن قالب ضرورت نداشته باشد، پیمانکار باید با تعبیه پوشش‌های پلاستیکی و دیگر روش‌های مشابه، از جذب آب بتن تازه توسط زمین اطراف شالوده جلوگیری نماید.

۹-۷-۴-۹ بتن ریزی دال و سقف‌ها

بتن ریزی در دال‌ها باید در یک جهت و به‌طور متوالی انجام شود. محموله‌های بتن نباید در نقاط مختلف سطح و به‌صورت پراکنده ریخته و سپس پخش و تسطیح شوند. همچنین بتن نباید در یک

محل و در حجم زیاد تخلیه و سپس به‌طور افقی در طول قالب حرکت داده شود. با توجه به حجم بتن و روش‌های حمل و تخلیه، عملیات باید به صورتی انجام شود که تا حد امکان از به وجود آمدن درز سرد در دال‌ها پرهیز گردد.

در عملیات بزرگ، باید محل ختم بتن‌ریزی از قبل تعیین و در نقشه‌های اجرایی مشخص شود و عملیات تا محل درزهای اجرایی ادامه یابد. چنانچه بر اثر بروز اشکالات، توقف بتن‌ریزی حادث شود، باید محل قطع بتن‌ریزی برای ادامه عملیات بتن‌ریزی آماده شود.

۹-۷-۴-۱۰ بتن‌ریزی دیوارها، ستون‌ها و تیرهای اصلی

بتن ریزی دیوارها باید در لایه‌های افقی با ضخامت یکنواخت صورت گیرد و هرلایه، قبل از ریختن لایهٔ بعدی به‌طور کامل متراکم شود. میزان و سرعت بتن‌ریزی باید چنان باشد که هنگام ریختن لایهٔ جدید، لایهٔ قبلی در حالت خمیری باشد. عدم رعایت این نکته باعث ایجاد درز و نهایتاً عدم یکپارچگی بتن خواهد شد. پیمانه‌های اولیهٔ بتن باید از دو انتهای عضو ریخته شوند و سپس بتن ریزی به سوی قسمت مرکزی ساختمان ادامه یابد. در تمام حالات باید از جمع شدن آب در انتها و گوشه‌ها جلوگیری شود. در بتن‌ریزی ستون‌ها و دیوارها تا حد امکان باید ارتفاع سقوط آزاد بتن را محدود نمود. این ارتفاع برای جلوگیری از جدا شدن اجزای بتن به ۱/۲ متر محدود می‌شود.

۹-۷-۵ تراکم بتن

۹-۷-۵-۱ بتن باید در طول عملیات بتن‌ریزی با استفاده از وسایل مناسب متراکم شود. به گونه‌ای که میلگردها و اقلام مدفون را به طور کامل در بر گیرد و قسمتهای داخلی و به خصوص گوشه‌های قالب‌ها را به خوبی پر کند. در بتن‌های خودتراکم، نیازی به استفاده از وسایل متراکم کننده نیست.

۹-۷-۵-۲ ویبراتور باید در داخل بتن به طور منظم و در فواصل مشخص به نحوی فرو برده شود که دو قسمت لرزانیده شده با هم، همپوشانی داشته باشند. قسمتی از ویبراتور باید در لایهٔ زیرین که هنوز حالت خمیری دارد، فرو رود.

۹-۷-۵-۳ ویبراتور باید تا حد امکان به صورت قائم وارد بتن گردد و به آرامی بیرون کشیده شود تا حباب هوا داخل بتن باقی نماند.

۹-۷-۵-۴ فاصلهٔ بین نقاط فرو بردن ویبراتور می‌باید حداکثر ۱/۵ برابر شعاع عملکرد موثر ویبراتور باشد.

۹-۷-۵-۵ درصورت استفاده از ویبراتورهای متصل به قالب برای تراکم بتن دیوارها و ستون‌ها، طول ۸۰۰ میلیمتری بالای این اعضا را می‌باید با ویبراتور شلنگی (درونی) نیز متراکم کرد.

۹-۷-۵-۶ در کارهای کوچک و محدود و مخلوط‌های خمیری و روان، می‌توان با اجازه دستگاه نظارت از میلهٔ فولادی (تخماق) یا وسایل مشابه برای تراکم بتن استفاده نمود. میله باید به اندازه کافی وارد بتن شود تا بتواند به راحتی به انتهای قالب یا انتهای لایهٔ مربوط به همان مرحلهٔ بتن‌ریزی برسد. ضخامت میله باید چنان انتخاب شود که به‌راحتی از بین میلگردها عبور نماید.

۹-۷-۵-۷ تراکم بتن ستون‌ها می‌باید الزاما توسط ویبراتورهای ماشینی صورت‌گیرد.

۹-۷-۵-۸ تراکم بتن می‌باید پیش از شروع گیرش سیمان صورت گیرد.

۹-۷-۶ پرداخت سطح بتن

۹-۷-۶-۱ دامنه کاربرد و هدف

هدف از عملیات پرداخت سطح بتن افزایش مقاومت سایش و کاهش نفوذپذیری یا فقط تراز کردن سطح بتن است. کاربرد عملیات پرداخت برای دال‌های طبقات، دال‌های کف روی زمین، و دال‌های پارکینگ ساختمان و انواع شالوده‌ها است. بنابراین مراحل پرداخت تابع نوع دال است که باید بر اساس بند ۹-۷-۶-۵ تصمیم‌گیری شود.

۹-۷-۶-۲ مراحل پرداخت سطح

پرداخت سطح بتن باید طبق مراحل زیر انجام شود:

۹-۷-۶-۲-۱ مرحله شمشه یا تراز کردن: هدف از شمشه کاری، تراز شدن سطح بتن به ارتفاع مورد نظر است. با حرکت دادن شمشه به سمت جلو پستی و بلندی سطح بتن تراز می‌شود.

۹-۷-۶-۲-۲ مرحله ماله‌کشی با ماله دسته‌بلند یا کوتاه (تی‌کشی): هدف از ماله‌کشی با ماله دسته‌بلند و یا کوتاه حذف لبه‌های باقی مانده از شمشه‌کاری و پر کردن منافذ سطح بتن است. طول دسته ابزار بر مبنای سطح بتن انتخاب می‌شود. حرکت ابزار به سمت جلو و برگشت است. ابزار ماله‌کشی با ماله دسته بلند یا کوتاه یا مرحله انجام این عمل، به تی‌کشی نیز موسوم است.

۹-۷-۶-۲-۳ مرحله ماله‌کشی: هدف از ماله‌کشی فرو بردن سنگدانه‌ها به درون بتن، حذف ناهمواری‌ها و تراکم سطح بتن است. ابزار ماله‌کشی به صورت دستی و مکانیکی وجود دارند. ابزار ماله دستی برای سطوح کم و نوع مکانیکی برای سطوح زیاد است. حرکت ابزار دستی به صورت اره‌ای و قوسی است.

۹-۷-۶-۲-۴ پرداخت نهایی: هدف از پرداخت نهایی ایجاد سطح صاف و متراکم کردن سطح بتن است. وسیله پرداخت نهایی مشابه ابزار ماله‌کشی است و فقط جنس ابزار پرداخت نهایی باید فولادی باشد.

۹-۷-۶-۳ جنس ابزار

جنس ابزار چوبی یا فولاد آلیاژی با آلیاژ منیزیمی است. جنس چوبی، سیمان و ماسه ریز و درشت را حرکت می‌دهد، اما جنس فولادی، سیمان و ماسه ریز را حرکت می‌دهد. بنابراین برای بتن‌های چسبنده مانند بتن حاوی فوق روان‌کننده و پوزولان، نباید از جنس چوبی استفاده شود، زیرا سبب کنده شدن سطح بتن می‌شود. فقط جنس ابزار پرداخت نهایی فولاد بدون آلیاژ است.

۹-۷-۶-۴ زمان توقف عملیات پرداخت

هرگاه در هنگام عملیات پرداخت، آب‌انداختن بتن مشاهده شد، باید عملیات پرداخت متوقف شود و اجازه داده شود که آب ناشی از آب انداختن تبخیر شود. اگر شرایط دما، رطوبت و باد به نحوی است که زمانی طولانی برای تبخیر آب سطحی نیاز است، می‌توان از چتایی استفاده کرد تا آب توسط چتایی جذب شود. همچنین می توان از دستگاه مکش استفاده کرد، اما کلاهک دستگاه باید مجهز به فیلتری باشد که فقط آب را از خود عبور دهد و از عبور ذرات سیمان جلوگیری کند. اما استفاده از پخش کردن سیمان بر روی سطح بتن برای جذب آب به هیچ وجه مجاز نیست. چنانچه در هنگام عملیات پرداخت، آب انداختن مشاهده شود، اما عملیات ادامه یابد منجر به ایجاد یک لایه نازک سست بر سطح بتن می‌گردد که به مرور زمان آن لایه از سطح جدا می‌شود و سنگدانه‌ها در معرض کنده شدن قرار می‌گیرند که در طول زمان آن سنگدانه‌ها از بتن جدا می‌شوند و در نهایت باعث تخریب بتن می‌گردد.

۹-۷-۶-۵ تصمیم‌گیری در خصوص مراحل پرداخت

اگر پرداخت نهایی به دفعات تکرار شود، مقاومت سایش بتن افزایش می‌یابد و مقاومت سطح بتن در مقابل لیز خوردن کمتر می‌شود. بنابراین اجرای پرداخت نهایی و تعداد انجام آن طبق بند ۹-۷-۶-۲-۴ باید بر اساس مقاومت سایش مورد نیاز تصمیم‌گیری شود. اگر مقاومت‌های سایشی و در مقابل لیز خوردن هر دو نیاز باشد، می‌توان پس از تکرار پرداخت نهایی با ابزار جاروزنی در زمانی که هنوز بتن سخت نشده است، مقاومت در مقابل لیز خوردن را افزایش داد. بنابراین انتخاب مراحل پرداخت باید بر اساس نوع دال تصمیم‌گیری شود. برای دال پارکینگ‌ها باید مراحل پرداخت نهایی به دفعات انجام گردد و سپس از ابزار جاروزنی استفاده شود.

چنانچه فقط هدف از پرداخت، تراز کردن یا ماله کشی با ماله دسته بلند یا کوتاه باشد می‌توان عملیات را تا همین مرحله به اتمام رساند.

۹-۷-۷ عمل‌آوری

۹-۷-۷-۱ کلیات

عمل‌آوری روندی است که رطوبت و دمای مطلوب بتن را حفظ یا تأمین کند تا فرآیند هیدراسیون ادامه یابد و خواص و دوام مورد نظر بتن حاصل شود.

۹-۷-۷-۲ روش‌های عمل‌آوری

۹-۷-۷-۲-۱ روش‌های عمل آوری به دو گروه به شرح زیر تقسیم می‌شوند:

الف- روش آب‌رسانی: این روش شامل ایجاد حوضچه بر سطح افقی بتن و پوشش‌های خیس مانند چتایی است.

ب- روش عایقی: در این روش، رطوبت بتن حفظ می‌شود و از تبخیر آب بتن جلوگیری می‌گردد. این روش شامل پوشش‌ها مانند پلاستیک، قالب‌ها و مواد شیمیایی غشایی عمل‌آوری است.

۹-۷-۷-۲-۲ چنانچه از روش آب‌رسانی برای عمل‌آوری استفاده می‌شود، باید روند عمل‌آوری به طور مستمر انجام گردد و در مدت عمل آوری نباید سطح بتن خشک باقی بماند. به خصوص اگر از چتایی خیس استفاده می‌شود، باید به طور دائم مرطوب نگاه داشته شود. برای حفظ رطوبت چتایی به مدت طولانی می‌توان از ورق پلاستیک روی چتایی خیس را پوشش داد.

۹-۷-۷-۲-۳ استفاده از مواد شیمیایی غشایی عمل‌آوری فقط در مواردی مجاز است که بهره‌گیری از هیچ روش دیگر عمل‌آوری امکان‌پذیر نباشد و از بازده مواد بر اساس اسناد و مدارک تولیدکننده و یا انجام آزمایش‌ها، اطمینان حاصل شود.

۹-۷-۷-۲-۴ روش عمل‌آوری باید بر مبنای نوع بتن و نسبت آب به سیمان مخلوط بتن و شرایط محیطی، طبق جدول ۹-۷-۱ انتخاب گردد. شرایط محیطی هوای گرم و سرد در بندهای ۹-۸-۲ و ۹-۸-۴ تشریح شده‌اند. علت مجاز نبودن روش عایقی برای بتن‌ها با نسبت آب به سیمان کمتر از ۰/۴۳، خشک‌شدگی و جمع‌شدگی خود به خودی بتن است.

جدول ۹-۷-۱ روش‌های مجاز عمل‌آوری

نوع بتن و نسبت آب به سیمان مخلوط بتن	روش مجاز عمل‌آوری بر اساس شرایط محیطی		
	شرایط محیطی معمولی	شرایط محیطی هوای گرم	شرایط محیطی هوای سرد
بتن معمولی با نسبت آب به سیمان ۰/۴۳ و بیشتر	روش آب‌رسانی و روش عایقی	روش آب‌رسانی و روش عایقی	روش عایقی
بتن حاوی مواد افزودنی معدنی مانند دوده سیلیس، سرباره و متاکائولین، با نسبت آب به سیمان کمتر از ۰/۴۳	روش آب‌رسانی	روش آب‌رسانی	روش عایقی برای بتن با نسبت آب به سیمان ۰/۴ تا ۰/۴۳ مجاز است. اما ساخت بتن با نسبت آب به سیمان ۰/۴ و کمتر در هوای سرد مجاز نیست.

۹-۷-۷-۲-۵ در شرایط محیطی هوای گرم به خصوص در رطوبت نسبی کمتر از ۷۰ درصد و سرعت وزش باد بیش از km/h ۵، حفاظت بتن از تبخیر آب باید بلافاصله پس از اتمام عملیات پرداخت و با استفاده از پوشش پلاستیک انجام شود. پس از سخت شدن بتن، روش مجاز عمل‌آوری طبق جدول ۹-۷-۱ باید اعمال گردد.

۹-۷-۷-۳ مدت عمل‌آوری

۹-۷-۷-۳-۱ حداقل مدت عمل‌آوری باید طبق جدول ۹-۷-۲ باشد.

۹-۷-۲ جدول حداقل مدت عمل‌آوری

نوع بتن و نسبت آب به سیمان مخلوط بتن	حداقل مدت عمل‌آوری بر اساس شرایط محیطی، روز		
	شرایط محیطی معمولی	شرایط محیطی هوای گرم	شرایط محیطی هوای سرد
بتن معمولی با نسبت آب به سیمان ۰/۴۳ و بیشتر	۶	۷	۱۰
بتن حاوی مواد افزودنی معدنی مانند دوده سیلیس، سرباره و متاکائولین، با نسبت آب به سیمان کمتر از ۰/۴۳	۱۰	۱۴	۱۴

۹-۷-۷-۳-۲ برای سطوح قائم که در معرض قالب قرار دارند، اگر زمان قالب برداری زودتر از حداقل مدت طبق بند ۹-۷-۷-۳-۱ باشد، باید بقیه مدت باقی مانده عمل‌آوری شوند.

۹-۷-۷-۳-۳ چنانچه بررسی آزمایشگاهی نشان دهد که برای بتن و شرایط محیطی مورد نظر، مدت بیشتر از بند ۹-۷-۷-۳-۱ برای عمل‌آوری نیاز است، باید آن مدت اعمال شود.

۹-۷-۷-۳-۴ برای بتن‌های ویژه و چنانچه دوام بتن‌ها مورد نظر باشد، باید مدت عمل آوری طبق یکی از گزینه‌ها به شرح زیر انتخاب گردد:

الف- مستندات تاریخی موجود باشد.

ب- ارزیابی آزمایشگاهی انجام گردد.

ج- مدت‌های مندرج در بند ۹-۷-۷-۳-۱ تا ۲ برابر افزایش یابد.

۹-۸ اجرای بتن در شرایط غیر متعارف

۹-۸-۱ شرایط غیر متعارف

شرایط غیرمتعارف به شرایطی از نظر اقلیمی و محیطی اتلاق می‌شود که بر خصوصیات و خواص بتن تازه و بتن سخت شده تأثیر نامطلوب دارد. بنابراین، برای تأمین خواص مورد نظر بتن، انجام یک سری تدابیر و تمهیدات ضروری است.

۹-۸-۲ اجرای بتن در هوای گرم

۹-۸-۲-۱ در شرایط هوای گرم، دمای محیط زیاد، رطوبت نسبی کم و سرعت باد زیاد می‌باشد. این شرایط سبب کاهش کارایی و زمان گیرش، مقاومت فشاری و دوام بتن می‌شود. به هر حال، هرگاه دمای محیط بیشتر از ۳۰ درجه سلسیوس و رطوبت نسبی کمتر از ۷۰ درصد است، شرایط هوای گرم صادق است و اقدام به اجرای تدابیر الزامی می‌باشد.

۹-۸-۲-۲ اگر در طول مدت شبانه روز، شرایطی فراهم می‌شود که هوای گرم محسوب نمی‌شود و یا از شدت شرایط هوای گرم کاسته می‌گردد، توصیه می‌شود که در آن زمان اقدام به بتن ریزی گردد.

۹-۸-۲-۳ الزامات قبل از ساخت

۹-۸-۲-۳-۱ در صورتی که دمای مخلوط بتن بیشتر از دما طبق بند ۹-۸-۲-۴-۱ باشد باید برای کاهش دمای مخلوط تدابیر الزامی طبق بند ۹-۸-۲-۴-۲ انجام شود. اما برای کاهش دمای مخلوط بتن قبل از ساخت، اجرای تمهیدات به شرح زیر ضروری می‌باشند:

۱) استفاده از سیمان پرتلند با حرارت زایی کم

۲) جایگزین کردن بخشی از سیمان با مواد افزودنی معدنی

۳) رنگ آمیزی سفید یا عایق بندی سیلوهای سیمان و سنگدانه‌ها و مخازن آب

۴) نگهداری کیسه‌های سیمان در انبارهای سرپوشیده

۵) کاهش دمای ابزارها و تجهیزات با پاشیدن آب سرد بر آنها

۹-۸-۲-۴ دمای مخلوط بتن

۹-۸-۲-۴-۱ دمای مخلوط بتن نباید بیشتر از ۳۲ درجه سلسیوس برای بتن معمولی و ۱۵ درجه سلسیوس برای بتن حجیم باشد.

۹-۸-۲-۴-۲ دمای مخلوط بتن باید با سرد کردن مصالح مصرفی، کاهش یابد. اما قبل از هر گونه اقدام در جهت کاهش دمای مخلوط بتن، ابتدا با اندازه گیری دما و جرم مصالح مقدار دمای مخلوط طبق رابطه (۹-۸-۱) محاسبه شود. در صورتی که دمای محاسبه شده بیشتر از دمای بتن طبق بند ۹-۸-۲-۴-۱ باشد، باید آب مخلوط بتن سرد شود. زیرا سرد کردن آب آسان تر از دیگر مصالح است. با در نظر گرفتن دمای آب سرد، باید مجدد نسبت به محاسبه دمای مخلوط طبق رابطه اقدام شود. اگر دمای مورد نظر مخلوط تأمین گردید، باید فقط به سرد کردن آب اکتفا شود.

$$T = \frac{۰/۲۲\ (T_a M_a + T_c M_c) + T_w M_w + T_{wa} M_{wa}}{۰/۲۲\ (M_a + M_c) + M_w + M_{wa}} \qquad (۹-۸-۱)$$

که در آن:

T= دمای مخلوط بتن، درجه سلسیوس

T_a , T_c , T_w T_{wa}= به ترتیب دمای سنگدانه، سیمان، آب مخلوط و آب مخلوط شده در سنگدانه، به درجه سلسیوس

M_a , M_c , M_w و M_{wa}= به ترتیب جرم سنگدانه، سیمان، آب مخلوط و آب مخلوط شده در سنگدانه، بر حسب کیلوگرم

۹-۸-۲-۴-۳ چنانچه با کاهش دمای آب مخلوط طبق بند ۹-۸-۲-۴-۲، دمای مخلوط بتن به دمای مورد نظر کاهش نیافت، باید بخشی از آب مخلوط با یخ جایگزین گردد. یخ مصرفی باید به صورت پولکی یا خرد شده باشد و نباید بیش از ۷۵ درصد آب مخلوط جایگزین گردد. برای محاسبه دمای مخلوط بتن با استفاده از یخ از رابطه (۹-۸-۲) استفاده شود. اگر دمای مخلوط بتن محاسبه شده، با ضابطه بند ۹-۸-۲-۴-۱ مطابقت داشت، نیاز به اقدامات بیشتر نیست.

$$T = \frac{۰/۲۲\,(T_aM_a+T_cM_c)+T_wM_w+T_{wa}M_{wa} - ۸۰\ M_i}{۰/۲۲\ \ (M_a+M_c)+M_w+M_{wa}\ +\ M_i} \qquad (۹-۸-۲)$$

که در آن، M_i جرم یخ به کیلوگرم است.

۹-۸-۲-۴-۴ اگر محاسبه دمای مخلوط بتن طبق بند ۹-۸-۲-۴-۳ نشان دهد که دمای مورد نظر مخلوط بتن تأمین نشده است، باید نسبت به سرد کردن سنگدانه‌ها اقدام شود. سرد کردن سنگدانه‌ها باید با ایجاد سایه بر روی دپوی سنگدانه‌ها و با آب پاشی بر روی سنگدانه‌ها انجام پذیرد.

۹-۸-۲-۵ انتقال بتن

۹-۸-۲-۵-۱ مدت انتقال بتن از محل ساخت مخلوط تا محل بتن‌ریزی باید به حداقل زمان ممکن تقلیل داده شود تا از کاهش کارایی بتن اجتناب گردد. چنانچه حمل بتن با کامیون (تراک میکسر) انجام می‌شود، تعداد چرخش جام باید محدود به ۳۰۰ بار و زمان انتقال به ۴۵ دقیقه محدود گردد.

۹-۸-۲-۶ بتن‌ریزی

۹-۸-۲-۶-۱ پس از بتن ریزی، احتمال ترک‌خوردگی ناشی از جمع‌شدگی پلاستیک وجود دارد. احتمال این آسیب دیدگی در دال‌ها بیشتر است. هرگاه سرعت تبخیر آب از سطح بتن بیشتر از سرعت آب انداختن بتن باشد، ترک‌خوردگی سطح بتن حتمی است. برای تخمین تبخیر، باید از رابطه (۹-۸-۳) استفاده شود. اگر سرعت تبخیر بیشتر از ۰/۵ $kg/m^2/hr$ باشد، باید تدابیر طبق بند ۹-۸-۲-۶-۳ اجرا شوند. چنانچه از مخلوط بتن حاوی مواد افزودنی معدنی مانند دوده سیلیس استفاده می شود، اجرای بند ۹-۸-۲-۶-۳ به هر حال الزامی است، زیرا سرعت آب انداختن این نوع بتن‌ها کم و در حد صفر است.

۹-۸-۲-۶-۲ چنانچه دستگاه اندازه‌گیری سرعت باد در کارگاه موجود نباشد، می‌توان از جدول ۹-۸-۱ به عنوان راهنما برای تخمین سرعت باد استفاده کرد.

$$E = 5([T_c + 18]^{2/5} - r[T_a + 18]^{2/5})(V + 4) \times 10^{-6} \qquad (۹-۸-۳)$$

که در آن:

E = سرعت تبخیر $(Kg/m^2/hr)$

r = رطوبت نسبی (تقسیم بر ۱۰۰)

T_a = دمای هوا (درجه سلسیوس)

T_c = دمای بتن در سطح (درجه سلسیوس)

V = سرعت باد (Km/hr) می باشد.

جدول ۹-۸-۱ تخمین سرعت باد

سرعت باد Km/h	مشاهدات
۶-۱۱	حرکت آرام برگ‌های درخت
۱۲-۱۹	حرکت برگ‌ها و شاخه‌های کوچک درخت
۲۰-۲۸	حرکت شاخه‌های بزرگ درخت
۲۹-۳۸	حرکت درخت‌های کوچک
۳۹-۴۹	حرکت شاخه‌های بزرگ

۹-۸-۲-۶-۳ بر اساس بند ۹-۸-۲-۶-۱ اگر مشخص شد که سرعت تبخیر بیشتر از $kg/m^2/h$ ۰/۵ است، باید نسبت به ایجاد سایه بر روی دال اقدام شود و در زمانی که عملیات پرداخت انجام نمی‌شود، سطح بتن باید با یک ورق پلاستیک پوشش داده شود. این پوشش نباید در تماس مستقیم سطح بتن باشد.

۹-۸-۲-۷ عمل‌آوری

۹-۸-۲-۷-۱ بلافاصله پس از اتمام عملیات، باید مطابق با بند ۹-۸-۲-۶-۳ سطح بتن حفاظت شود.

۹-۸-۲-۷-۲ پس از سخت شدن بتن باید عمل‌آوری آغاز شود. عمل‌آوری بر اساس روش‌های آب‌رسانی مانند ایجاد حوضچه و یا پارچه چتایی خیس همراه با پوشش پلاستیک انجام گردد. دمای آب عمل‌آوری نباید بیشتر از ۱۱ درجه سلسیوس سردتر از دمای بتن باشد.

۹-۸-۲-۷-۳ برای کاهش دمای سطوح بتن قالب‌بندی شده، باید بر سطح قالب‌ها، آب پاشی شود و یا از چتایی خیس استفاده شود.

۹-۸-۳ ضوابط ویژه اجرای بتن در مناطق ساحلی خلیج فارس و دریای عمان

در مناطق ساحلی خلیج فارس و دریای عمان ضمن رعایت ضوابط بتن ریزی در هوای گرم (موضوع بند ۹-۸-۲) موارد زیر نیز باید مراعات شوند.

۹-۸-۳-۱ 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. در صورت لزوم استفاده از مواد افزودنی کاهش دهنده آب الزامی است.

۹-۸-۳-۲ از سیمان مناسب با گرمازایی کمتر، از جمله سیمان پرتلند نوع ۲ و یا سیمان نوع ۱ یا ۲ همراه با پوزولان و یا سیمان‌های پرتلند آمیخته پوزولانی استفاده شود. مقدار و نوع پوزولان بستگی به نوع آن، موقعیت محیطی ساختمان و الزامات دوام دارد.

۹-۸-۳-۳ حداقل مقدار سیمان یا مواد سیمانی ۳۵۰ کیلوگرم در متر مکعب بتن و حداکثر آن ۴۲۵ کیلوگرم در متر مکعب بتن می‌باشد.

۹-۸-۳-۴ مقدار یون کلراید موجود در آب مصرفی بتن باید کمتر از ۵۰۰ قسمت در میلیون باشد. سایر خصوصیات آب مصرفی باید با ضوابط فصل دهم مطابقت داشته باشد.

۹-۸-۳-۵ استفاده از آب نمک‌دار به ویژه آب دریا برای شستشوی سنگدانه‌ها، تهیه بتن و عمل آوردن بتن مجاز نمی‌باشد.

۹-۸-۳-۶ حداکثر نسبت آب به مواد سیمانی (سیمان به علاوه مواد پوزولانی و یا مواد شبه سیمانی) ۰/۴ می‌باشد.

۹-۸-۳-۷ سنگدانه‌های مصرفی به ویژه سنگدانه‌های ریز باید به نحوی مناسب شسته و تمیز شوند.

۹-۸-۳-۸ حداکثر جذب آب سنگدانه‌های مصرفی در بتن می‌باید برای سنگدانه‌های درشت حداکثر ۲/۵ درصد و برای سنگدانه‌های ریز حداکثر ۳ درصد باشد.

۹-۸-۳-۹ برای کاهش نفوذپذیری بتن، مخلوط بتن تازه باید از تراکم کافی برخوردار باشد و برای تأمین این منظور می‌باید ضمن کاهش نسبت آب به سیمان از افزودنی‌های کاهنده قوی آب استفاده شود.

۹-۸-۳-۱۰ نحوه نگهداری و انبار کردن میلگردها باید به صورتی باشد تا از آلوده شدن آنها به مواد زیان آور، به ویژه آب و خاک آغشته به نمکها و یونها جلوگیری شود. میلگردهای آلوده به خاک، املاح و مواد زیان‌آور که از راه تماس با زمین و یا به علل دیگر دچار آلودگی شده‌اند، باید قبل از مصرف کاملا تمیز شده و زنگ آن زدوده شود. این میلگردها تنها در صورتی قابل استفاده هستند که خواص فیزیکی، مکانیکی و شیمیایی آن تغییر نکرده و طبق ویژگی‌های استاندارد باشد.

۹-۸-۳-۱۱ سیم‌هایی که برای بستن یا نگهداری آرماتورها در محل، به کار می‌روند باید کاملا به طرف داخل قالب خم شوند تا از میزان پوشش بتن روی آرماتور کاسته نشود.

۹-۸-۳-۱۲ حداقل ضخامت پوشش بتنی روی میلگردها می‌باید مطابق شرایط محیطی فوق‌العاده شدید باشد.

۹-۸-۳-۱۳ در تمامی بتن‌های مسلح حاشیه خلیج فارس و دریای عمان به منظور کنترل دوام بتن، آزمایش‌های جذب آب بتن و یا نفوذ آب الزامی است.
حداکثر میزان مجاز جذب آب در آزمایش جذب آب بتن برابر با ۲ درصد و حداکثر میزان مجاز نفوذ آب در آزمایش نفوذ آب برابر با ۱۰ میلیمتر است.

۹-۸-۳-۱۴ در تمامی بتن‌های مسلح سازه‌ای که تا فاصله ۵۰۰ متر از حاشیه سواحل خلیج فارس و دریای عمان قرار دارند، به منظور کنترل دوام بتن، انجام آزمایش نفوذ تسریع شده یون کلراید (RCPT) و یا نظیر آن مانند RCMT و مقاومت الکتریکی اکیداً توصیه می‌گردد. حداکثر میزان مجاز شار عبوری در این آزمایش در بتن‌های فوق برابر با ۲۰۰۰ کولن می‌باشد.

۹-۸-۴ ضوابط ویژه اجرای بتن در هوای سرد

۹-۸-۴-۱ هوای سرد به وضعیتی اطلاق می‌گردد که برای سه روز متوالی، هردوی شرایط (الف) و (ب) برقرار باشد:

الف) دمای متوسط روزانه هوا در شبانه روز کمتر از ۵ درجه سلسیوس باشد. منظور از 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 زیادتر نباشد.

۹-۸-۴-۲ تدابیر احتیاطی

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

ب) دمای بتن در طول مدت بتن‌ریزی و عمل آوردن باید ثبت گردد تا اطمینان حاصل شود که محدوده توصیه شده در این مقررات حفظ شده باشد.

پ) دمای بتن باید حداقل دو بار در شبانه روز در نقاط مختلف ساختمان ثبت گردد تا از وضعیت عمل‌آوری و نگهداری بتن اطمینان کافی حاصل شود.

ت) گوشه‌ها و لبه‌های بتن در مقابل یخ زدن آسیب پذیرند، بنابراین دمای این نقاط باید با دقت بیشتری کنترل شود.

۹-۸-۴-۳ مصالح مصرفی

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

ب) استفاده از سیمان‌های آمیخته، به ویژه سیمان پوزولانی، در بتن‌ریزی در هوای سرد توصیه نمی‌گردد.

پ) می‌توان از آب گرم برای رساندن بتن به دمای مطلوب استفاده نمود، در این حالت باید از تماس مستقیم آب گرم بیش از ۴۰ درجه و سیمان جلوگیری شود و این موضوع در نحوه ریختن مصالح در مخلوط‌کن مراعات گردد.

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

۹-۸-۴-۴ الزامات طرح مخلوط 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 ۵۰ درصد بیشتر باشد بنابراین لازم است 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 تأمین کارآیی لازم می‌توان از مواد افزودنی خمیری‌کننده و روان‌کننده استفاده نمود.

پ) در صورتی که از مواد افزودنی روان‌کننده استفاده نمی‌شود اسلامپ بتن نباید بیش از ۵۰ میلیمتر انتخاب گردد.

۹-۸-۴-۵ حداقل دمای بتن

الف) حداقل دمای مجاز بتن هنگام اختلاط، ریختن و نگهداری و نیز حداکثر مجاز افت تدریجی دما در ۲۴ ساعت اولیه پس از خاتمه دوره عمل‌آوری بتن مطابق جدول ۹-۸-۲ است.

ب) دمای بتن هنگام اختلاط نباید بیش از ۸ درجه سلسیوس زیادتر از مقادیر جدول ۹-۸-۲ باشد زیرا موجب اتلاف انرژی بیشتر، افت شدید اسلامپ و در نهایت کاهش کیفیت بتن می‌گردد. در صورت تامین کارایی لازم رعایت این بند الزامی نیست.

پ) دمای بتن هنگام ریختن نباید بیش از ۱۱ درجه سلسیوس زیادتر از مقادیر جدول ۹-۸-۲ باشد، در غیر اینصورت موجب کاهش کیفیت بتن می گردد. در صورت تأمین کارایی لازم در محل کار و در لحظه بتن ریزی، رعایت این بند الزامی نیست.

جدول ۹-۸-۲ حداقل دمای بتن بر حسب درجه سلسیوس در مراحل مختلف کار با توجه به دمای محیط و حداقل اندازه اعضا و قطعات

ردیف	شرح	دمای محیط (درجه سلسیوس)	ابعاد اعضا و قطعات (به میلی‌متر)			
			کمتر از ۳۰۰	۳۰۰ تا ۹۰۰	۹۰۰تا۱۸۰۰	بیش از ۱۸۰۰
۱	حداقل دمای بتن هنگام اختلاط	بیش از ۱-	۱۶	۱۳	۱۰	۷
۲		۱- تا ۱۸-	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 عمل‌آوری از بتن	به هر میزان	۲۸	۲۲	۱۷	۱۱

- چنانچه تدابیری ویژه برای اختلاط و بتن ریزی فراهم نگردد، ریختن بتن در دمای ۲۰- درجه سلسیوس و کمتر از آن ممنوع است.

۹-۸-۴-۶ نکات مربوط به حمل و ریختن بتن

الف) حمل و ریختن بتن باید به نحوی باشد که بتن تازه، دمای خود را از دست ندهد. بتن باید در حد امکان در وسایل سربسته و عایق‌بندی شده حمل گردد.

ب) قبل از بتن‌ریزی باید میلگردها، قالب، سطح بتن سخت شده قبلی و زمین از هر نوع یخ زدگی زدوده شود.

۹-۸-۴-۷ عمل‌آوری بتن تازه

الف) عمل آوردن بتن تازه باید حداقل تا رسیدن بتن به مقاومت ۵ مگاپاسکال ادامه یابد.

ب) برای عمل آوردن بتن تازه و محافظت آن از یخزدگی می توان از روش‌های (۱) الی (۳) استفاده نمود:

۱) با استفاده از پوشش‌های عایق

۲) با استفاده از گرم کردن بتن و محیط اطراف

۳) سایر روش‌ها به تأیید دستگاه نظارت

پ) بتن تازه باید در مقابل وزش باد، به ویژه پس از برداشتن پوشش‌ها محافظت گردد. باید توجه داشت که از تبخیر زیاد آب و بروز پدیده کربناسیون در سطوح بتن بر اثر احتراق مواد سوختی برای گرم کردن آن جلوگیری شود.

۹-۸-۴-۸ محافظت بتن سخت شده

لازم است که از یخزدگی بتن اشباع شده‌ای که مقاومت آن به ۱۴ 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 برای این منظور تخمین زد.

۹-۸-۵ مشخصات بتن پمپی (پمپ شونده)

۱) حداکثر نسبت آب به سیمان در این گونه بتن‌ها ۰/۶ است.

۲) بتن‌های مصرفی برای پمپاژ می‌باید دارای روانی متوسط تا زیاد باشند.

۳) بتنی که پمپاژ می‌شود می‌باید تا حدودی روانتر از بتن‌های معمولی باشد تا از مسدود شدن لوله‌ها جلوگیری شود. به منظور آنکه نسبت آب به سیمان از حد مجاز بالاتر نرود می‌باید برای تامین روانی بتن از مواد افزودنی مناسب نظیر فوق روان‌کننده‌ها یا مواد افزدونی آب‌نگهدار استفاده کرد.

۴) مقادیر توصیه شده برای شاخص‌های کارآیی این نوع بتن‌ها عبارتند از:

الف) اسلامپ: ۱۰۰-۴۰ میلیمتر

ب) ضریب تراکم: ۰/۹۵ – ۰/۹۰

پ) وی بی: ۵-۳ ثانیه

۵) عیار سیمان مصرفی در این گونه بتن‌ها می‌باید در حدود ۴۰۰-۳۵۰ کیلوگرم باشد تا چسبندگی کافی بین اجزای بتن برقرار شود.

۶) در صورتیکه سنگدانه‌ها حاوی مقدار کافی ریزدانه نباشند می‌باید با افزودن مواد ریز، چسبندگی کافی را در بتن ایجاد نمود.

۷) مدول نرمی مناسب ماسه مصرفی در بتن پمپی می‌بایست در حدود ۳ – ۲/۴ باشد.

۸) در این گونه بتن‌ها استفاده از دانه‌بندی پیوسته با حداکثر اندازه ۳۷/۵mm و همچنین مقدار کافی ریزدانه ضروری است.

۹) ماسه مصرفی می‌بایست دارای ریزدانه کافی باشد.

۱۰) دانه بندی سنگدانه‌های ریز و درشت بتن‌های پمپی می‌بایست تا حد امکان در محدوده میانی دانه‌بندی باشند.

۱۱) حداکثر قطر سنگدانه، با توجه به قطر داخلی لوله پمپ، مطابق جدول ۹-۸-۳ است. همچنین در بتن‌هایی که با پمپ بتن‌ریزی می‌شوند، نسبت «حداکثر اندازه سنگدانه» به «کوچکترین قطر داخلی لوله انتقال بتن» نباید از مقادیر زیر بیشتر باشد:

الف) ۰/۳۳، برای سنگدانه‌های تیزگوشه

ب) ۰/۴۰، برای سنگدانه‌های کاملا گردگوشه

۱۲) میزان ظرفیت پمپاژ بتن، با توجه به قطر داخلی لوله پمپ و سرعت تخلیه بتن مطابق جدول ۹-۸-۴ است.

۱۳) در هوای گرم و نیز در شرایطی که مسیر پمپاژ طویل باشد توصیه می‌شود که در بتن پمپی از روان کننده‌ها استفاده شود.

جدول ۹-۸-۳ حداکثر قطر سنگدانه با توجه به قطر داخلی لوله پمپ

ردیف	قطر داخلی لوله پمپ (mm)	حداکثر قطر سنگدانه (mm)	
		بتن با عیار زیاد	بتن با عیار کم
۱	۷۵	۱۹	۱۹
۲	۱۰۰	۲۵	۱۹
۳	۱۲۵	۳۸	۲۵
۴	۱۵۰	۵۰	۳۸
۵	۱۷۵	۵۰	۳۸
۶	۲۰۰	۶۸	۵۰

جدول ۹-۸-۴ میزان ظرفیت پمپاژ بتن، با توجه به قطر داخلی لوله پمپ و سرعت تخلیه بتن

ردیف	قطر داخلی لوله پمپ (mm)	ظرفیت متوسط پمپاژ (m^3/hr)			
		سرعت تخلیه بتن ۰/۳ m/s	سرعت تخلیه بتن ۰/۶ m/s	سرعت تخلیه بتن ۰/۹ m/s	سرعت تخلیه بتن ۱/۲ m/s
۱	۷۵	۴,۵	۹	۱۴	۱۸
۲	۱۰۰	۸,۳	۱۷	۲۵	۳۳
۳	۱۲۵	۱۴	۲۸	۴۱	۵۵
۴	۱۵۰	۲۰	۴۰	۶۰	۸۰
۵	۱۷۵	۲۵	۵۰	۷۴	-
۶	۲۰۰	۳۵	۷۱	-	-

۱۴) پیش از شروع پمپاژ اصلی، ابتدا می‌باید یک پیمانه ملات روان برای لیز و لزج کردن لوله‌های انتقال، پمپ شود. با کاهش قطر لوله این عدد را می‌توان کاهش داد. پیش از آن‌که همه ملات از داخل پمپ خارج شود بتن را در داخل مخزن پمپ ریخته و تا هنگامی که بتن در انتهای لوله ظاهر شود به آهستگی پمپ می‌کنیم و سپس سرعت پمپ کردن را تا حد سرعت معمول افزایش می‌دهیم.

۹-۸-۶ مشخصات بتن‌های پاشیدنی (شاتکریت)

۱) می‌باید بین ترکیب مخلوط اولیه یعنی مخلوط در حال خروج از نول (سرشلنگی) و مخلوط پاشیده شده بر روی سطح تفاوت قائل شد. به دلیل همین تفاوت‌ها، کنترل دقیق و انجام آزمایش در مراحل مختلف بتن‌پاشی ضروری است.

۲) نسبت آب به سیمان برای این نوع بتن در حدود ۰/۵ — ۰/۳۵ است.

۳) حداکثر اندازه سنگدانه مصرفی ۲۰ mm است.

۴) نسبت‌های اختلاط، در حدود یک قسمت حجمی سیمان و ۴/۵-۴ قسمت سنگدانه خشک در حالت غیرمتراکم است.

۵) ماسه مصرفی می‌تواند گردگوشه یا تیزگوشه باشد.

۹-۸-۷ مشخصات بتن‌های مصرفی برای بتن‌ریزی از طریق ترمی (قیف و لوله)

۱) در این گونه بتن‌ها، میزان سیمان مصرفی در حدود ۴۵۰-۳۶۰ کیلوگرم بر متر مکعب بتن است. در هر حال میزان مواد سیمانی نباید کمتر از ۳۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب بتن باشد.

۲) حدود اسلامپ این گونه بتن‌ها۲۵۰-۱۷۰ میلیمتر است.

۳) در این نوع بتن‌ها، حداکثر اندازه سنگدانه‌ها۵۰-۴۰ میلیمتر مناسب است.

۴) حداکثر نسبت آب به سیمان، ۰/۴۵ است.

۵) نسبت «حداکثر اندازه سنگدانه» به «قطر داخلی لوله» نباید از ۰/۱۲۵ بیشتر باشد.

۶) در این گونه بتن‌ها می‌باید چسبندگی کافی بین اجزای بتن وجود داشته باشد.

۷) سیستم قیف و لوله می‌باید کاملا آب بند باشد.

۸) در طول مدت بتن ریزی می‌باید سیستم پر از بتن باشد.
۹) بتن‌ریزی در زیر آب از طریق ترمی می‌تواند با روش پیش آکنده نیز با رعایت ضوابط مربوطه انجام شود.
۱۰) هنگام بتن‌ریزی باید اختلاف فشار هیدرولیکی داخل و خارج قالب از بین رفته و سطح آب در داخل و خارج قالب در یک تراز باشد.
۱۱) در موقع بتن‌ریزی با قیف و لوله باید همیشه انتهای تحتانی لوله حداقل به طول ۱ تا ۱/۵ متر داخل بتن باشد به‌طوری که آب نتواند از پایین وارد لوله شود. برای این منظور باید به تدریج با پر شدن لوله آن را بالا کشید.
۱۲) باید از ایجاد سطوح افقی که لایه‌های مختلف بتن را از یکدیگر جدا می‌کنند، اجتناب شود.
۱۳) وقتی سطح بتن به حد فوقانی مورد نظر رسید، باید آن قسمت از بتن که با مواد بیرونی درآمیخته 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.
۱۴) استفاده از سایر روش‌های بتن‌ریزی در زیر آب بنا بر توصیه و تأیید دستگاه نظارت بلامانع است.

جزئیات بتن‌ریزی زیر آب باید در مشخصات فنی خصوصی درج گردد.

۹-۸-۸ مشخصات بتن‌های مصرفی در شمع‌های بتنی درجاریز

۱) حداقل میزان سیمان مصرفی در این گونه بتن‌ها، ۴۰۰ کیلوگرم است.
۲) حداقل میزان اسلامپ این گونه بتن‌ها، ۱۵۰ میلیمتر است.
۳) حداکثر میزان نسبت آب به سیمان، ۰/۵ است.

۹-۹ بتن‌های ویژه

۹-۹-۰ علائم اختصاری

E_c = مدول الاستیسیته بتن، مگاپاسکال

f_c = مقاومت فشاری مشخصه بتن، مگاپاسکال

f_{cm} = مقاومت فشاری متوسط، مگاپاسکال

f_t = مقاومت کششی بتن، مگاپاسکال

g= ثابت گرانش، متر بر مجذور ثانیه

h= عمق بتن‌ریزی، میلیمتر

P= فشار جانبی بر روی قالب، مگاپاسکال

ρ = چگالی بتن، کیلوگرم بر میلیمتر مکعب

۹-۹-۱ کلیات

در بتن‌های ویژه، با تغییر مصالح و مواد بر مبنای دانش مربوط می‌توان به فناوری بتن‌های خاص دست یافت. اما بتن‌های خاص همانطور که از نامشان مشخص است برای ساختمان‌های خاص کاربردهای خاص دارند و در مواردی که کاربردها متعارف باشند، نیاز به استفاده از بتن‌های خاص نیست. قبل از استفاده از الزامات این بخش مبحث باید به چند مورد به شرح زیر توجه کرد:

۱) غیر از تمهیدات و الزاماتی که در این بخش ذکر شده‌اند، باید بقیه ضوابط و الزامات مربوط در این مبحث اعمال شوند. به عبارت دیگر فقط تفاوت‌ها در این بخش ارائه شده‌اند و بخش‌های همسو با بتن متعارف همچنان الزامی باقی می‌مانند.
۲) در طراحی و اجرای بتن‌های خاص نیاز به منابع انسانی ماهر و آموزش‌دیده می‌باشد و همچنین استفاده از تجهیزات و وسایل خاص در آزمایشگاه و کارگاه ضروری است. قبل از شروع به اجرای بتن‌های خاص این نیاز ها باید فراهم شوند.

۹-۹-۲ بتن پرمقاومت

۹-۹-۲-۱ مشخصات کلی

بتن‌هایی که مقاومت فشاری مشخصه آنها بیشتر از ۵۰ مگاپاسکال است، بتن پرمقاومت محسوب می‌شوند. رفتار بتن‌های پرمقاومت ترد است، بنابراین برای تغییر رفتار این نوع بتن‌ها به شکل‌پذیر که ضرورت عملکرد مناسب آنها در مقابل بار زلزله است، باید الزامات مربوط این مبحث اعمال شوند.

۹-۹-۲-۲ مصالح

۹-۹-۲-۲-۱ انتخاب مصالح مصرفی برای ساخت بتن پرمقاومت باید با دقت بیشتری نسبت به بتن با مقاومت کمتر انجام شود.

۹-۹-۲-۲-۲ تغییرات در خصوصیات سیمان، اثر نامطلوب بر خواص بتن پرمقاومت دارد، بنابراین تغییرات در خصوصیات سیمان باید محدود شود. تغییر در مقدار C_3S، افت ناشی از سرخ شدن و نرمی سیمان نباید به ترتیب بیش از ۴ درصد، ۰/۵ درصد و $۳۷۵۰۰۰\ mm^2/gr$ باشد. همچنین تغییر در مقدار سولفات (SO_3) باید به $\pm$۰/۲ درصد محدود گردد.

۹-۹-۲-۲-۳ هرچند افزایش نرمی سیمان سبب افزایش سرعت واکنش هیدراسیون می‌شود، اما نرمی بسیار زیاد قابل قبول نیست، زیرا تقاضای آب مخلوط را افزایش می‌دهد. بنابراین سیمان پرتلند نوع ۳ فقط در مواردی باید استفاده شود که مقاومت زیاد زودرس نیاز باشد.

۹-۹-۲-۲-۴ برای کسب مقاومت فشاری و دوام مورد نظر در بتن‌های پرمقاومت می‌توان از مواد افزودنی معدنی از جمله پوزولان‌ها مانند بتن معمولی استفاده کرد.

۹-۹-۲-۲-۵ از مواد افزودنی شیمیایی در ساخت بتن پرمقاومت مانند بتن معمولی می‌توان استفاده کرد، اما از سازگاری سیمان و مواد افزودنی به خصوص فوق روان‌کننده باید اطمینان حاصل کرد. از آزمایش اسلامپ به عنوان یکی از روش‌های بررسی می‌توان استفاده کرد.

۹-۹-۲-۲-۶ مقاومت فشاری سنگدانه‌ها باید حداقل برابر با مقاومت فشاری خمیر سیمان مصرفی در بتن پرمقاومت باشد و سنگدانه درشت نباید دارای صفحات ضعیف باشد. برای بهبود کارایی و کاهش مقدار خمیر سیمان، سنگدانه ریز باید گرد و برای بهبود مقاومت پیوستگی بین سنگدانه و خمیر سیمان، سنگدانه درشت زاویه دار (شکسته) باشد.

۹-۹-۲-۲-۷ ماسه باید با دانه‌بندی درشت‌تر استفاده شود، هرچند مدول نرمی ماسه بین ۲/۵ تا ۳/۲ برای بتن پرمقاومت مناسب است، اما توصیه می‌شود ماسه با مدول نرمی ۳ و بیشتر استفاده گردد.

۹-۹-۲-۳ طرح مخلوط

۹-۹-۲-۳-۱ مقاومت فشاری متوسط لازم برای تعیین نسبت مخلوط بتن پرمقاومت، باید بیشترین مقدار از بین دو مقدار به‌دست آمده از روابط (۹-۹-۱) و (۹-۹-۲) باشد.

$$f_{cm}=۰/۹f_c+۲/۳۳S \quad MPa \qquad (۱-۹-۹)$$

$$f_{cm}=f_c+۱/۳۴S \quad MPa \qquad (۲-۹-۹)$$

انحراف استاندارد، S در دو رابطه فوق مطابق با بند ۹-۵-۳-۴ تعیین می‌شود. در صورتی که مقدار انحراف استاندارد از داده‌های گذشته در دسترس نباشد، مقاومت فشاری متوسط لازم طبق رابطهٔ (۹-۹-۳) باید محاسبه شود:

$$f_{cm}=۱/۱f_c+۶ \quad MPa \qquad (۳-۹-۹)$$

۹-۹-۲-۳-۲ مقدار مناسب سیمان بین ۳۹۰ تا $560\ kg/m^3$ است. در صورت عدم کسب مقاومت فشاری مورد نظر با استفاده از مقادیر سیمان ذکر شده، باید با کاهش نسبت آب به سیمان مخلوط و مواد افزودنی معدنی مناسب به مقاومت فشاری متوسط لازم دست یافت.

۹-۹-۲-۳-۳ حجم سنگدانه درشت در بتن پرمقاومت معمولاً بیشتر از بتن معمولی است. با مدول نرمی ماسه بین ۲/۵ تا ۳/۲ و بر مبنای اندازه حداکثر سنگدانه برابر با ۹/۵، ۱۲/۵، ۱۹ و ۲۵ میلیمتر، حجم شن در مخلوط بتن به ترتیب برابر با ۰/۶۵، ۰/۶۸، ۰/۷۲ و ۰/۷۵ توصیه می‌شود.

۹-۹-۲-۳-۴ برای ساخت بتن با مقاومت فشاری تا ۶۰ مگاپاسکال، اندازه حداکثر شن باید ۱۹ یا ۲۵ میلیمتر و برای مقاومت فشاری تا ۱۰۰ مگاپاسکال، اندازه حداکثر شن باید ۹/۵ یا ۱۲/۵ میلیمتر باشد.

۹-۹-۲-۳-۵ مقدار آب مخلوط و نسبت آب به سیمان باید بر اساس مقاومت فشاری مورد نظر تعیین شود. برای کارایی یکسان اندازه حداکثر سنگدانه به مقدار آب مورد نیاز افزوده می‌شود. بازه وسیع مقاومت فشاری با نسبت آب به سیمان بین ۰/۳ تا ۰/۵ قابل کسب است. اما نسبت آب به سیمان نباید کمتر از ۰/۲۶ انتخاب شود.

۹-۹-۲-۳-۶ پس از تعیین نسبت مخلوط، باید مخلوط‌های آزمون در آزمایشگاه ساخته شود. مخلوط‌های آزمون باید الزامات کارایی و مقاومت را تأمین کنند، در غیر این‌صورت باید مقدار یا نوع اجزای مخلوط اصلاح شوند.

۹-۹-۲-۳-۷ مقاومت فشاری بتن‌های پرمقاومت باید در سن ۵۶ روزه اندازه گیری شوند، مگر آن که بتن پرمقاومت زودرس در نظر باشد که باید مقاومت در سن ۲۸ روزه معیار و مورد اندازه گیری قرار بگیرد.

۹-۹-۲-۴ اجرا

۹-۹-۲-۴-۱ به دلیل حساسیت بتن پرمقاومت به مصالح مصرفی، باید برای یکنواختی، تغییرات در خصوصیات و خواص مصالح به حداقل برسد. تغییرات دانه‌بندی ماسه باید به تغییرات در مدول نرمی ۰/۲± باشد.

۹-۹-۲-۴-۲ برای کاهش افت اسلامپ، توصیه می‌شود که قبل از پیمانه کردن تمام سنگدانه‌ها اشباع شوند، اما مقدار آب آزاد در سطح سنگدانه‌ها باید در توزین بر اساس نسبت آب به سیمان مورد نظر، محاسبه شود. از آنجایی که فوق روان کننده اثر کوتاه مدت در تأمین اسلامپ دارد، برای کسب اسلامپ مورد نظر باید فوق روان کننده بیشتر در کارگاه افزوده شود و از اضافه کردن آب بیشتر به مخلوط اجتناب گردد.

۹-۹-۲-۴-۳ برای کنترل مدت گیرش مخلوط، دمای مخلوط بتن در هنگام جاگذاری باید بین ۱۵ تا ۲۵ درجه سلسیوس باشد.

۹-۹-۲-۴-۴ از آنجایی که مخلوط‌های بتن پرمقاومت معمولاً چسبنده می‌باشند، باید از استفاده از وسیله تراز و ماله دستی با جنس چوبی اجتناب شود و به جای آن از جنس فلزی استفاده گردد.

۹-۹-۲-۴-۵ مخلوط‌های بتن پرمقاومت مستعد جمع‌شدگی خمیری می‌باشند، زیرا سرعت آب‌آوری آن‌ها بسیار کم است، بنابراین بلافاصله پس از اتمام عملیات پرداخت سطح بتن، باید با استفاده از پوشش پلاستیک، سطح بتن حفاظت شود و از تبخیر آب از سطح جلوگیری گردد.

۹-۹-۲-۴-۶ برای جلوگیری از خود خشک‌شدگی و جمع‌شدگی خود به خود بتن‌های پرمقاومت، باید از عمل‌آوری عایقی اجتناب شود و فقط از روش‌های عمل‌آوری آب‌رسانی مانند ایجاد حوضچه بر روی دال‌ها و یا پوشش چتایی خیس و بر روی آن ورق پلاستیک، استفاده گردد. مدت عمل‌آوری باید بیشترین مقدار از دو مورد به شرح زیر باشد:

- ۱۰ روز
- ۷۰ درصد مقاومت ۲۸ روزه کسب شود.

برای تعیین مقاومت فشاری بتن در ساختمان باید سه نمونه استوانه استاندارد در کنار ساختمان نگهداری و مورد آزمایش مقاومت قرار بگیرند. روش عمل‌آوری این نمونه‌ها باید مشابه روش بتن در ساختمان باشد. برای افزایش مقاومت و دوام بتن باید به مدت مذکور افزوده شود.

۹-۹-۳ بتن الیافی

۹-۹-۳-۱ مشخصات کلی

الیاف در بتن نقش کنترل ترک‌ها را دارد که بر مبنای آن، مقاومت ضربه، خستگی، مقاومت برشی، مقاومت خمشی باقی مانده (پس از ترک‌خوردگی عضو) و ظرفیت جذب انرژی بتن بهبود می‌یابد. اما تأثیرگذاری الیاف در بتن به نوع و مقدار الیاف، شکل، طول، نسبت ظاهری (نسبت طول به قطر الیاف)، مقاومت کششی و مکانیزم مهاری الیاف بستگی دارد.

۹-۹-۳-۲ مصالح

۹-۹-۳-۲-۱ برای ساخت بتن الیافی می‌توان از مصالح معمول در ساخت بتن استفاده کرد و از انواع الیاف‌ها مانند فولادی، مصنوعی و طبیعی بهره گرفت. بعضی از الیاف مصنوعی مانند شیشه و اکثر الیاف طبیعی بامبو در محیط قلیایی بتن آسیب‌پذیرند. قبل از مصرف این نوع الیاف باید با پوشش‌های مناسب، سطح الیاف حفاظت شوند.

۹-۹-۳-۲-۲ بهبود خواص بتن با استفاده از الیاف گسترده است و شامل افزایش مقاومت طاقت، مقاومت ضربه، مقاومت خستگی و کاهش ترک‌خوردگی ناشی از جمع‌شدگی پلاستیک است. انتخاب نوع و مقدار الیاف، طول و نسبت ظاهری و مقاومت کششی الیاف باید بر مبنای بهبود خاصیت مورد نظر بتن صورت پذیرد.

۹-۹-۳-۲-۳ برای بتن‌های با مقاومت فشاری بیشتر از ۶۰ مگاپاسکال، مقاومت کششی الیاف فولادی مصرفی باید بیش از ۱۵۰۰ مگاپاسکال باشد تا از رفتار ترد عضو بتنی جلوگیری شود.

۹-۹-۳-۲-۴ مقاومت پیوستگی بین الیاف و خمیر سیمان در بتن نباید در حد کم باشد که در بارهای کم، الیاف به آسانی از خمیر سیمان بیرون کشیده شود و در حد زیاد نباشد که الیاف بدون جذب انرژی شکسته شوند.

۹-۹-۳-۲-۵ برای جلوگیری از قلوه‌کن‌شدگی بتن در هنگام آتش‌سوزی، باید از الیاف پلی‌پروپیلین به مقدار ۰/۳۵ درصد حجم بتن استفاده شود. تشخیص ضرورت مقاومت در مقابل آتش‌سوزی بعهده کارفرما است.

۹-۹-۳-۲-۶ برای انتخاب نوع و مقدار الیاف و حصول اطمینان از عملکرد الیاف، تولید کننده موظف است بر مبنای مستندات آزمایشگاهی، اطلاعات مورد نیاز را ارائه دهد. در غیر اینصورت، باید آزمایش‌های مربوط انجام شوند.

۹-۹-۳-۳ طرح مخلوط

۹-۹-۳-۳-۱ تعیین نسبت مخلوط بتن الیافی مشابه بتن معمولی است. اما الیاف بر کارایی مخلوط بتن اثر دارد و باعث کاهش آن می‌شود و هرچه مقدار الیاف و طول آن بیشتر باشد از کارایی بیشتر کاسته می‌شود. بنابراین باید در تعیین نسبت مخلوط بتن یک یا چند از موارد به شرح زیر در اصلاح مخلوط اعمال شوند:

۱) کاهش مقدار شن

۲) افزایش مقدار سیمان

۳) افزایش مقدار ماسه

۴) استفاده از فوق‌روان‌کننده

۵) کاهش اندازه حداکثر شن

۹-۹-۳-۳-۲ کاهش مقدار شن در مخلوط بتن یکی از مؤثرترین روش‌های جلوگیری از افت کارایی ناشی از الیاف در مخلوط است. بین درصد وزنی کاهش شن و $V(L/d)$ رابطه خطی وجود دارد که در آن V درصد حجم الیاف و L/d نسبت ظاهری الیاف است. برای مقدار $V(L/d)$ از ۲۰ تا ۷۰، باید مقدار شن بین ۵ تا ۲۰ درصد کاهش یابد تا کارایی بتن مشابه بتن بدون الیاف تأمین گردد.

۹-۹-۳-۳-۳ برای اندازه گیری کارایی بتن الیافی نباید از اسلامپ استفاده شود، بلکه باید از مخروط اسلامپ معکوس و یا آزمایش زمان وی‌بی استفاده گردد.

۹-۹-۳-۴ اجرا

۹-۹-۳-۴-۱ افزودن الیاف به مخلوط کن و یا کامیون حمل بتن (تراک میکسر) به دو روش به شرح زیر مجاز است:

۱) ابتدا مخلوط بتن آماده شود و سپس الیاف به تدریج به مخلوط افزوده شود. در این روش، پس از افزودن کامل الیاف، باید چرخش جام به مدت ۵ دقیقه با سرعت کم ادامه یابد.
۲) الیاف همراه با سنگدانه به جام مخلوط کن تغذیه شود و سپس بقیه مصالح مخلوط افزوده شوند.

۹-۹-۳-۴-۲ برای انتخاب روش افزودن الیاف به بتن می‌توان به توصیه‌های تولیدکننده مراجعه کرد. به هر حال، هر روشی که استفاده می‌شود، نباید کلوخه شدن الیاف در مخلوط بتن رخ دهد.

۹-۹-۳-۴-۳ در پرداخت سطح بتن الیافی نباید از ماله چوبی استفاده شود، بلکه باید از ماله فلزی آلیاژی بهره گرفت.

۹-۹-۳-۴-۴ در هنگام استفاده از الیاف به خصوص نوع فولادی باید الزامات ایمنی شامل استفاده از عینک و دستکش صنعتی در حد مطلوب اعمال شوند.

۹-۹-۴ بتن خودتراکم

در مواردی که به مخلوط بتن با قابلیت زیاد جاری شدن، خود پخش شدگی در تمام نقاط قالب، پوشش دادن آرماتور با تراکم زیاد، بدون جداشدگی ذرات و بدون لرزاندن مکانیکی نیاز باشد، بتن خودتراکم مورد استفاده قرار می‌گیرد.

۹-۹-۴-۲ مصالح

۹-۹-۴-۲-۱ استفاده از انواع سیمان‌های پرتلند در ساخت بتن خود تراکم مجاز است، مگر آن‌که شرایط محیطی و دوام محدودیت در انتخاب نوع سیمان را ایجاب کند.

۹-۹-۴-۲-۲ پودر سنگ‌های خنثی مانند آهکی، بازالت و کوارتز حاصل از آسیاب کردن سنگ‌ها و سیمان پرتلند آهکی برای تأمین گرانروی مخلوط بتن مجاز می‌باشند. اما هیچ نوع ترکیب زیان‌آور در ترکیبات پودرها نباید وجود داشته باشد. دانه‌بندی پودر سنگ می‌تواند ریزدانه‌تر یا درشت‌تر و یا مشابه دانه‌بندی سیمان پرتلند باشد.

۹-۹-۴-۲-۳ مواد افزودنی معدنی مانند دوده سیلیس، کائولین و سرباره به عنوان جایگزین بخشی از سیمان و یا به عنوان پرکننده در مخلوط بتن مجاز می‌باشند.

۹-۹-۴-۲-۴ برای تأمین مخلوط بتن استفاده از ماده افزودنی شیمیایی اصلاح‌کننده گرانروی مجاز است. همچنین برای ساخت مخلوط بتن با گرانروی مناسب حاصل از ترکیب پودر سنگ و پودرهای فعال و ماده اصلاح‌کننده گرانروی امکان‌پذیر است.

۹-۹-۴-۲-۵ تأمین روانی مخلوط بتن باید توسط مواد افزودنی فوق‌روان‌کننده‌های ممتاز مانند پلی‌کربوکسیلات فراهم گردد.

۹-۹-۴-۲-۶ استفاده از هر اندازه حداکثر سنگدانه در ساخت بتن خود تراکم مجاز است، اما توصیه می‌شود برای حفظ پایداری مخلوط، اندازه حداکثر به ۲۰ میلیمتر محدود شود.

۹-۹-۴-۳ طرح مخلوط

۹-۹-۴-۳-۱ تعیین نسبت‌های مخلوط بتن خودتراکم باید به نحوی انجام شود که خصوصیات مورد نظر شامل قابلیت پرکنندگی، قابلیت عبور و پایداری مورد نظر را تأمین کند. درجه مورد نیاز این خصوصیات تابع تراکم میلگردها، شکل و اندازه قالب و روش بتن‌ریزی است. بنابراین در هنگام طرح مخلوط باید خصوصیات مورد نظر مورد بررسی قرار بگیرند.

۹-۹-۴-۳-۲ مقادیر مصالح باید با موارد به شرح زیر مطابقت داشته باشند، مگر آن‌که بررسی آزمایشگاهی نشان دهد که خارج از محدوده‌های ذکر شده تأثیر نامطلوب بر خواص بتن تازه و سخت شده ندارد.

- نسبت حجمی آب به کل پودر (شامل سیمان، پودر سنگ و مواد افزودنی معدنی)، باید بین ۰/۸ تا ۱/۱۰ و حجم خمیر باید بین ۳۴ تا ۴۰ درصد کل حجم مخلوط باشد.
- مقدار سنگدانه درشت باید بین ۲۸ تا ۳۵ درصد حجم مخلوط باشد.
- کل مقدار پودر باید ۳۸۰ تا ۶۰۰ کیلو بر متر مکعب باشد.

۹-۹-۴-۳-۳ در تعیین نسبت مخلوط باید ابقاپذیری که ظرفیت مخلوط بتن در حفظ الزامات عملکرد در حالت تازه و سخت شده است بررسی شود و با تغییرات ناچیز در کمیت و کیفیت مصالح و مواد مصرفی و روش اجرا در خصوصیات بتن تازه و خواص بتن سخت شده، تغییرات عمده ایجاد نشود. برای بررسی ابقاپذیری باید روش زیر اتخاذ گردد:

مخلوط بتن طبق نسبت‌های تعیین شده همراه با دو مخلوط دیگر که در یکی مقدار آب ۸ لیتر در متر مکعب بیشتر از طرح مخلوط مورد نظر و در مخلوط دیگر مقدار آب ۸ لیتر در متر مکعب کمتر از طرح ساخته شوند. مقادیر آزمایش اسلامپ جاری و آزمایش T-۵۰ هر یک از دو مخلوط (با افزایش و کاهش آب مخلوط) نباید بیشتر از ۱۵ درصد با مخلوط اصلی تفاوت داشته باشند. انحراف استاندارد مقاومت فشاری ۲۸ روزه این دو مخلوط نباید بیشتر از ۴ مگاپاسکال از بتن اصلی در نمونه‌های آزمایشگاهی و بیشتر از ۵ مگاپاسکال در نمونه‌های کارگاهی تفاوت داشته باشند.

۹-۹-۴-۴ اجرا

۹-۹-۴-۴-۱ استفاده از هر نوع مخلوط کن برای ساخت بتن خود تراکم بلامانع است، اما شرایط و وضعیت مکانیکی دستگاه باید در حد مطلوب باشد تا از مخلوط شدن یکنواخت مصالح اطمینان حاصل شود.

۹-۹-۴-۴-۲ زمان مورد نیاز برای مخلوط کردن بتن خود تراکم معمولاً طولانی‌تر از بتن معمولی است، اما مدت مورد نیاز و ترتیب ریختن مصالح به درون مخلوط کن باید با آزمایش بر مبنای آزمون و خطا تعیین شود. اما در ساخت مخلوط‌های آزمون آزمایشگاهی تا حد امکان باید از مخلوط‌کن مشابه مخلوط‌کن در کارگاه استفاده شود و ترتیب ریختن مصالح و مواد در جام مخلوط کن با ترتیب ریختن مصالح در مخلوط کن کارگاه مطابقت داشته باشد.

۹-۹-۴-۴-۳ در صورت مصرف پودر سنگ فله‌ای، برای انبار کردن آن در کارگاه باید از سیلوی فلزی استفاده شود تا دچار تغییرات رطوبت و کلوخه‌شدگی نشود.

۹-۹-۴-۴-۴ مواد افزودنی شیمیایی باید همراه با بخشی از آب مخلوط به عنوان آخرین جزء به مخلوط بتن افزوده شوند. در مواردی که ماده اصلاح‌کننده گرانروی استفاده می‌شود، باید پس از فوق‌روان‌کننده به مخلوط افزوده شود.

۹-۹-۴-۴-۵ در طراحی قالب‌های عمودی، باید فشار بتن بر روی قالب برابر با فشار هیدرواستاتیک در نظر گرفته شود. مگر آن‌که با انجام آزمایش و یا مستندات مشخص شود که فشار بر روی قالب کمتر و با بیشتر از فشار هیدرواستاتیک است. در صورت عدم وجود اطلاعات کافی، سرعت

بتن‌ریزی باید ۵ متر بر ساعت و یا کمتر در نظر گرفته شود و فشار هیدرواستاتیک از رابطه (۹-۹-۴) محاسبه شود:

$$P= \rho gh \qquad (۹-۹-۴)$$

۹-۹-۴-۴-۶ تمام اجزای قالب مانند ورق رویه، اعضای افقی مانند کمرکش‌ها، اعضای عمودی و بست‌ها باید قادر باشند که فشار ناشی از بتن مطابق با بند ۹-۱۲-۱ را تحمل کنند.

۹-۹-۴-۴-۷ ارتفاع مجاز بتن‌ریزی در سقوط آزاد ۳ متر است. برای ارتفاع بیشتر از این مقدار، باید با آزمایش اثر ارتفاع در جداشدگی ذرات بررسی شود و سپس بتن‌ریزی انجام گیرد. اما توصیه می‌شود که برای سقوط آزاد بیش از ۲ متر، از قیف و لوله (ترمی) استفاده شود.

۹-۹-۴-۴-۸ حداکثر طول جریان آزاد مخلوط بتن ۱۰ متر است. در طول بیشتر احتمال جداشدگی دینامیکی ذرات وجود دارد.

۹-۹-۴-۴-۹ بسیاری از مخلوط‌های بتن خود تراکم خاصیت تغلیظ‌پذیری دارند، بنابراین عملیات بتن‌ریزی باید استمرار داشته باشد تا از امکان بروز درز سرد ناشی از تغلیظ‌پذیری اجتناب گردد.

۹-۹-۴-۴-۱۰ لرزاندن بتن خودتراکم مجاز نیست، زیرا منجر به نشست سنگدانه‌های درشت می‌شود.

۹-۹-۴-۴-۱۱ در پرداخت سطح بتن باید از ابزار فلزی مانند فولادی یا فولادی با آلیاژ منیزیمی استفاده شود، زیرا ابزار چوبی سبب کنده شدن سطح بتن چسبنده می‌شوند.

۹-۹-۴-۴-۱۲ بلافاصله پس از اتمام عملیات پرداخت سطح بتن، باید با پوشش پلاستیک بر روی سطح بتن از تبخیر آب جلوگیری شود تا منجر به ترک‌خوردگی ناشی از جمع‌شدگی پلاستیک نشود.

۹-۹-۴-۴-۱۳ برای جلوگیری از خودخشک‌شدگی بتن باید از عمل آوری با روش آب‌رسانی انجام شود و از عمل‌آوری عایقی اجتناب گردد.

۹-۹-۴-۴-۱۴ در هنگام بتن ریزی در کارگاه، باید نمونه‌برداری برای مقاومت فشاری طبق بتن معمولی انجام شود، اما قبل از بتن‌ریزی باید خصوصیات مخلوط بتن تازه با آزمایش‌های مربوط مانند حلقه J، جعبه L، جریان اسلامپ مورد بررسی قرار بگیرند.

۹-۹-۵ بتن اصلاح شده با پلیمر

۹-۹-۵-۱ مشخصات کلی

۹-۹-۵-۱-۱ در هنگام مخلوط کردن اجزای بتن، پلیمرهای آلی به مخلوط اضافه می‌شوند. پلیمرهای آلی از مولکول‌هایی تشکیل شده‌اند که مونومر نامیده می‌شوند و واکنشی که مونومرها را ترکیب می‌کند به پلیمریزاسیون موسوم است. معمولاً پلیمرها به صورت محلول در آب تولید می‌شوند که به آنها لاتکس گفته می‌شود.

۹-۹-۵-۱-۲ هرچند تنوع در لاتکس‌ها زیاد است، اما فقط آن موادی که به صورت خاص برای سیمان پرتلند فرموله شده‌اند، برای ملات و بتن مناسب می‌باشند. هر یک از انواع لاتکس‌ها می‌تواند خواص معینی از ملات و یا بتن را تغییر دهد. با استفاده از منومرهای مختلف مانند استایرن، بوتادین و اکریلیک می‌توان لاتکس از یک نوع، اما با خواص متفاوت تولید کرد. بنابراین، هر نوع لاتکس دارای کوپلیمرهای مختلف است. لاتکس‌ها می‌توانند بعضی از خواص ملات یا بتن را بهبود بخشند، اما تغییر در خواص به نوع لاتکس مصرفی بستگی دارد. به طور کلی لاتکس‌ها، مقاومت سایش، مقاومت‌های کششی و خمشی، مقاومت در مقابل یخزدگی و آب شدن بتن را افزایش می‌دهند و نفوذپذیری، مدول الاستیسیته و جمع شدگی بتن را کاهش می دهند.

۹-۹-۵-۱-۳ کاهش مدول الاستیسیته ناشی از مصرف لاتکس‌ها در ملات یا بتن منجر به کاهش تنش‌ها به دلیل اختلاف کرنش‌های حرارتی و جمع شدگی می‌شود و تمایل بتن به ترک‌خوردگی کاهش می‌یابد.

۹-۹-۵-۲ مصالح

۹-۹-۵-۲-۱ مصالح مصرفی برای ساخت ملات یا بتن اصلاح شده با لاتکس مشابه بتن معمولی است و فقط ترکیب لاتکس که به بتن و ملات معمولی افزوده می‌شود، آن را متمایز می‌کند. لاتکس‌ها را بر حسب نوع بار الکتریکی روی منومرها، می‌توان به سه گروه تقسیم کرد.

نوع ماده فعال‌کننده سطحی که برای پراکنده کردن منومرها استفاده می‌شود، مبنای این تقسیم‌بندی است. گروه‌ها به کاتیونی (بار مثبت)، آنیونی (بار منفی) و غیر یونی (بدون بار) تقسیم

می‌شوند. لاتکس‌های کاتیونی یا آنیونی برای استفاده با سیمان مناسب نیستند، زیرا پایداری لازم را ندارند. بنابراین فقط لاتکس‌های غیر یونی باید استفاده شوند.

۹-۹-۵-۲-۲ معمولاً لاتکس‌هایی که در ملات یا بتن استفاده می‌شوند، شامل لاتکس تک پلیمر استات‌وینیل و یا همراه با مونومرهای اتیلن، اکریلات‌اتیل و ایستروینیل لاتکس کوپلیمر اکریلات-اتیل و لاتکس کوپلیمر استایرن‌بوتادین است.

۹-۹-۵-۲-۳ تمام لاتکس‌ها باید حاوی مواد ضدکف باشند، زیرا لاتکس‌ها در مخلوط بتن تولید حباب‌های هوا می‌کنند که بر خواص بتن اثر منفی دارد.

۹-۹-۵-۲-۴ پلیمرهایی که حاوی کلریدها هستند نباید در بتن‌آرمه استفاده شوند، زیرا در محیط قلیایی بتن، کلریدها آزاد و سبب خوردگی میلگردها می‌شوند. مونومرهایی که در این گروه جای دارند، کلراید وینی‌لیدین است.

۹-۹-۵-۲-۵ در انتخاب نوع و مقدار لاتکس، باید تولیدکننده‌ها با مدارک مستند، اثر لاتکس در خواص ملات یا بتن را در شرایط محیطی مورد نظر ارائه دهند. در غیر این صورت باید مورد بررسی آزمایشگاهی قرار بگیرد.

۹-۹-۵-۳ طرح مخلوط

۹-۹-۵-۳-۱ حدود ۵۰ درصد وزن لاتکس‌ها، از آب تشکیل می‌شوند و بنابراین برای بهره بهینه از لاتکس‌ها، باید از مقدار آب مخلوط ملات یا بتن کاسته شود.

۹-۹-۵-۳-۲ مقدار بهینه لاتکس‌ها بین ۸ تا ۲۰ درصد جامدات خشک پلیمر و وزن سیمان است. مقدار کمتر و یا بیشتر لاتکس باعث اثرات نامطلوب بتن می‌شود. مقدار بهینه لاتکس در ملات یا بتن باید توسط تولیدکننده با مستندات مربوط توصیه شود.

۹-۹-۵-۳-۳ برای تعیین نسبت مخلوط ملات یا بتن اصلاح شده با لاتکس، باید در آزمایشگاه مخلوط‌های آزمون ساخته و برای خواص مورد نظر بررسی شوند.

۹-۹-۵-۴ اجرا

۹-۹-۵-۴-۱ از آنجایی که ملات و بتن‌های اصلاح شده با لاتکس‌ها برای تعمیر اعضای بتنی و روکش دال پل‌ها استفاده می‌شوند، قبل از اعمال آنها، باید سطح بتن پایه کاملاً تمیز شود و از هر گونه گرد و خاک و مواد دیگر پاک شود.

۹-۹-۵-۴-۲ پس از اعمال ملات یا بتن اصلاح شده، باید بر سطح آن با چتایی خیس پوشش داده شود و بر روی چتایی نیز یک ورق پلاستیک گذاشته شود. این روش مرطوب نگه‌داشتن سطح ملات یا بتن باید به مدت ۲۴ تا ۴۸ ساعت ادامه یابد. سپس باید اجازه داد که ملات و بتن اصلاح شده، در معرض هوا قرار بگیرد تا پلیمرایز شدن مونومرها در درون سیستم امکان‌پذیر شود.

۹-۹-۵-۵ محدودیت

۹-۹-۵-۵-۱ ملات یا بتن اصلاح شده با لاتکس‌ها وقتی در معرض دایمی آب قرار می‌گیرند باعث کاهش خواص از جمله مقاومت‌های فشاری، کششی و خمشی می‌شود. بنابراین ملات یا بتن اصلاح شده نباید در ساختمان‌هایی استفاده شوند که به طور مستمر در معرض آب قرار دارند.

۹-۹-۶ بتن سنگین

۹-۹-۶-۱ مشخصات کلی

۹-۹-۶-۱-۱ بتن سنگین عموماً برای سپر بیولوژیکی در نیروگاه‌های برق اتمی، واحدهای پزشکی و در تأسیسات تحقیقاتی اتمی استفاده می‌شود. بنابراین در محل‌هایی که پرتوهای X و گاما وجود دارند و یا تشعشعات نترون‌ها دخالت دارند، باید از بتن سنگین به عنوان مصالح اقتصادی و عدم نیاز به بازسازی استفاده شود. چگالی بتن سنگین تابع نوع سنگدانه مصرفی است، اما چگالی آن بیش از $۳۲۰۰\ kg/m^3$ می‌باشد.

۹-۹-۶-۲ مصالح

۹-۹-۶-۲-۱ انواع سیمان‌های پرتلند، مواد افزودنی معدنی و شیمیایی مشابه آنچه برای بتن معمولی استفاده می‌شود، در ساخت بتن سنگین مجاز است. بعضی از مواد افزودنی معدنی و

شیمیایی مانند پوزولان‌ها و افزودنی هواساز ممکن است سبب کاهش چگالی بتن شوند، بنابراین در انتخاب این مواد باید اثر آنها در چگالی بتن بررسی شوند.

۹-۹-۶-۲-۲ برای ساخت بتن سنگین با چگالی بین ۳۲ تا $۴۰ kN/m^3$ باید از سنگدانه‌های سنگین مانند لیمونیت، باریت، هماتیت، ژئوتیت و مگنتیت استفاده کرد، اما برای بتن با چگالی بیش از $۴۰ kN/m^3$ باید از ساچمه‌های فولادی به عنوان سنگدانه استفاده شود.

۹-۹-۶-۲-۳ نوع سنگدانه و چگالی بتن باید بر مبنای نوع تشعشعات و شدت آن انتخاب گردد. هرچند، در محصولات هیدراتاسیون سیمان در بتن عناصر سبک مانند هیدروژن برای مهار اشعه‌های گاما و نترون‌ها وجود دارد، اما در صورت نیاز به مهار بیشتر تشعشعات می‌توان از سنگ‌ها با مقدار بیشتر آب در ساختار شیمیایی مانند ژئوتیت استفاده کرد، هرچند این نوع سنگدانه دارای چگالی کم می‌باشند. بنابراین انتخاب سنگدانه‌های سنگین و چگالی بتن باید بر اساس نوع و شدت تشعشعات و بر مبنای مستندات و یا آزمایش‌های مربوط انجام شود.

۹-۹-۶-۳ طرح مخلوط

۹-۹-۶-۳-۱ تعیین نسبت‌های بتن سنگین مشابه بتن معمولی است، اما به دلیل خشن بودن مخلوط بتن سنگین باید از ماسه با مدول نرمی کمتر استفاده شود و یا نسبت ماسه به شن افزایش یابد. حداقل مقدار سیمان باید $۳۵۰ kg/m^3$ باشد تا مقدار آب پیوند یافته در ساختار خمیر سیمان به خاصیت سپری بودن بتن در مقابل تشعشعات کمک کند.

۹-۹-۶-۳-۲ انتخاب نوع سنگدانه و تعیین مقادیر سیمان و آب مخلوط باید بر اساس خواص مورد نظر بتن تازه و سخت شده بر مبنای شرایط خاص ساختمان مانند چرخه‌های حراراتی انجام پذیرد. بنابراین خواص بتن مانند کارایی، جمع شدگی، خزش، خاصیت سپری، انبساط حرارتی در طرح مخلوط در نظر گرفته شوند و قبل از طرح مخلوط، اطلاعات و دانش در خصوص کاربرد ساختمان و اثر هر یک از اجزای بتن در خواص مورد نظر کسب شوند.

۹-۹-۶-۳-۳ برای دیوارهای حجیم، مقاومت فشاری بیشتر از ۱۵ مگاپاسکال ضرورت ندارد و برای بتن‌های سازه‌ای، مقاومت فشاری بین ۲۰ تا ۳۵ مگاپاسکال کفایت می‌کند. مقاومت فشاری کمتر یا بیشتر از محدوده‌های مذکور وقتی مجاز است که ضرورت آن و تأثیر مقاومت فشاری بر دیگر خواص بتن مورد بررسی قرار گرفته باشند.

۹-۹-۶-۴ اجرا

۹-۹-۶-۴-۱ فشار مخلوط بتن سنگین بر روی قالب‌های عمودی بیشتر از مخلوط بتن معمولی است، بنابراین طراحی و ساخت قالب‌ها باید بر اساس چگالی مخلوط بتن انجام شوند.

۹-۹-۶-۴-۲ جداشدگی ذرات در بتن سنگین معمولاً رخ می‌دهد، بنابراین باید از ماسه با چگالی زیاد استفاده شود و یا از روش پیش‌آکنده کردن بهره گرفته شود. برای پیش‌آکنده کردن، ابتدا باید سنگدانه‌های بزرگتر از ۶ میلیمتر در قالب متراکم شوند و سپس مخلوط سیمان، ماسه و آب به درون منافذ بین سنگدانه‌ها پمپ شوند.

۹-۹-۶-۴-۳ برای بتن‌ریزی مخلوط بتن سنگین استفاده از پمپ مجاز است، اما توصیه می‌شود که فاصله پمپ کردن مخلوط نسبت به مخلوط بتن معمولی کاهش یابد و حدود ۱۰ درصد از مقدار شن کاسته شود و نسبت ملات به سنگدانه درشت افزایش یابد.

۹-۹-۶-۴-۴ به دلیل سنگین بودن مخلوط، توصیه می‌شود که در هنگام استفاده از تجهیزات مانند دستگاه توزین، مخلوط‌کن و وسایل انتقال، به چگالی مخلوط بتن توجه شود تا منجر به آسیب تجهیزات نگردد.

۹-۹-۷ بتن سبک

بتن سبک عبارت است از بتنی که وزن مخصوص آن به طور محسوسی کمتر از وزن مخصوص بتنی است که با سنگدانه‌های طبیعی یا شکسته ساخته می‌شود. بتن سبک در سه نوع طبقه‌بندی می‌شود که عبارتند از:

الف) بتن سبک غیر سازه‌ای که معمولا به عنوان تیغه‌های جداساز و عایق‌های صوتی در کف مورد استفاده قرار می‌گیرد، دارای وزن مخصوص کمتر از ۸۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب می‌باشد. با وجود وزن مخصوص کم، مقاومت فشاری آن حدود ۰/۳۵ تا ۷ مگاپاسکال است.

ب) بتن سبک سازه‌ای که دارای مقاومت و وزن مخصوص کافی می‌باشد به گونه‌ای که کاربرد آن در اعضای سازه‌ای مجاز شمرده می‌شود. این بتن دارای وزن مخصوصی بین ۱۴ تا ۱۹ کیلونیوتن بر متر مکعب بوده و حداقل مقاومت فشاری مورد نیاز برای آن ۱۷ مگاپاسکال است. ویژگی‌های فیزیکی و شیمیایی الزامی نمونه‌های بتن سبک سازه‌ای مطابق جدول ۹-۱۰-۱۶

می‌باشد. همچنین ضوابط الزامی دانه‌بندی سنگدانه‌های سبک مصرفی در این بتن، مطابق جدول ۹-۱۰-۱۷ می‌باشد.

ج) بتن سبک متوسط که از لحاظ وزن مخصوص و مقاومت فشاری در محدوده‌ای بین بتن‌های سبک غیر سازه‌ای و سازه‌ای قرار دارد. مقاومت فشاری این بتن‌ها بین ۷ تا ۱۷ مگاپاسکال و جرم مخصوص آنها ۸ تا ۱۴ کیلونیوتن بر متر مکعب می‌باشد.

بتن سبک اغلب به عنوان جایگزین مناسب و یا مکمل بتن معمولی و به منظور کاهش وزن ساختمان به کار می‌رود، هرچند مقاومت فشاری آن در مقایسه با بتن معمولی مقدار کمتری است.

کارایی بتن تازه سبک، نیاز به توجه خاصی دارد، زیرا سنگدانه‌های سبک در مخلوط‌های دارای روانی زیاد، تمایل به جدا شدن دارند. بنابراین لازم است که حداکثر اسلامپ محدود شده و از ماده افزودنی حباب هواساز به میزان ۵ تا ۷ درصد (صرفنظر از افزایش دوام بتن در برابر یخ زدن و آب شدن) استفاده شود تا بدون جداشدگی سنگدانه‌ها و آب‌انداختگی بتن، کارایی مورد نظر حاصل گردد.

بتن سبک در مقایسه با بتن معمولی، رطوبت بیشتری از خود عبور داده و بنابراین دارای جمع‌شدگی ناشی از خشک شدن و خزش بیشتری هستند که باید در طراحی مورد توجه قرار گیرد.

۹-۱۰ ارزیابی و کنترل کیفیت و بازرسی بتن و مصالح مصرفی

۹-۱۰-۰ علائم اختصاری

d_1 = قطر زمینه میلگردهای آجدار، میلیمتر

d_2 = قطر خارجی میلگردهای آجدار، میلیمتر

f_c = مقاومت فشاری مشخصه بتن، مگاپاسکال

f_{su} = تنشی که تنش نهایی حداکثر ۵٪ از نمونه‌های میلگرد فولادی کمتر از آن باشد، مگاپاسکال

$f_{su,obs}$ = مقاومت کششی میلگردهای فولادی، یعنی مقاومت حد نهایی، که در آزمایش کششی بر روی میلگردهای مصرفی مورد نظر بدست می‌آید، مگاپاسکال

f_{yk} = مقاومت مشخصه میلگردهای فولادی، کمترین تنشی که تنش تسلیم حداکثر ۵٪ از نمونه‌های میلگرد فولادی کمتر از آن باشد، مگاپاسکال

$f_{y,obs}$ = تنش تسلیمی که در آزمایش کششی بر روی میلگردهای مصرفی مورد نظر عملاً به دست می‌آید، مگاپاسکال

$f_{y,obs,m}$ = متوسط مقادیر $f_{y,obs}$ برای آزمونه‌های میلگرد، مگاپاسکال

S = سطح مقطع مؤثر یا اسمی میلگرد، میلیمتر مربع

s= انحراف معیار برای آزمونه‌های میلگرد

x_i = مقاومت فشاری نمونه iام، مگاپاسکال

x_m = میانگین مقاومت فشاری سه نمونه، مگاپاسکال

$x_{\min}$ = کمترین مقاومت فشاری نمونه‌ها، مگاپاسکال

۹-۱۰-۱ کلیات

۱- بتن و مصالح تشکیل‌دهنده آن می‌باید ضوابط و مشخصات مندرج در این فصل را برآورده سازند. به عبارت دیگر، بتنی قابل قبول است که هم خود بتن و هم مصالح تشکیل دهنده آن، ضوابط الزامی مربوطه را برآورده سازند.

۲- به طور کلی پذیرش بتن منوط به برآورده شدن کلیه شرایط زیر است:

الف) ضوابط مربوط به مصالح تشکیل‌دهنده آن

ب) ضوابط مربوط به بتن ساخته شده، از جمله شامل ضوابط مربوط به بتن تازه (نظیر آزمایش کارآیی)، بتن سخت شده (نظیر آزمایش تعیین مقاومت فشاری ۲۸ روزه)، دوام (نظیر حداکثر نسبت آب به سیمان) و ضوابط مربوط به مشخصات خاص بتن ناشی از روش خاص اجرای بتن (نظیر ضوابط مربوط به بتن‌های پمپی یا بتن برای بتن ریزی در زیر آب با استفاده از ترمی).

پ) ضوابط مربوط به تک تک مراحل اجرای کار، شامل حمل (انتقال)، ریختن(جای دادن)، تراکم (از جمله لرزانیدن)، پرداخت سطحی و عمل‌آوری و مراقبت و محافظت (از جمله تأمین رطوبت و دمای مناسب).

ضوابط اخیر می‌باید در مشخصات فنی پروژه دقیقاً قید شده و در عمل نیز برآورده و کنترل شوند.

۹-۱۰-۲ ضوابط پذیرش سیمان‌های پرتلند

۹-۱۰-۲-۱ تواتر نمونه‌برداری و ضوابط پذیرش سیمان‌های پرتلند

نمونه‌برداری از سیمان پرتلند، باید به یکی از روش‌های زیر صورت گیرد:

۱. از هر محموله وارده به کارگاه، ۵ kg نمونه

۲. از محل تسمه نقاله یا لوله انتقال به سیلو، از هر ۴۰ ton سیمان در حال انتقال یا کمتر، ۵ kg نمونه به صورت پیوسته یا ناپیوسته

۳. از محل تخلیه سیمان از سیلو، به ازای هر ۱۰۰ ton، ۵ kg نمونه

۴. از انبار کیسه‌های سیمان، به ازای هر 5 ton سیمان کیسه‌ای یا کمتر، یک کیسه به عنوان نمونه

۵. آزمایش‌های فوق حداکثر ماهی یک بار می‌باید انجام شوند.

۶. سایر ضوابط نمونه‌برداری مطابق با استانداردهای ملّی ایران می‌باشد.

۷. سیمان‌های پرتلند را هنگامی می‌توان قابل قبول تلقی کرد که هر دوی ضوابط زیر برآورده شوند:

الف) نتایج حاصل از یک آزمونه و یا میانگین نتایج حاصل از دو آزمونه متوالی، ضوابط شیمیایی و فیزیکی الزامی سیمان‌های پرتلند، مذکور در جداول ۹-۱۰-۱ و ۹-۱۰-۲ را برآورده سازند. این ضوابط در سیمان‌های پرتلند سفید مطابق جداول ۹-۱۰-۴ و ۹-۱۰-۵ و در سیمان‌های پوزولانی مطابق جداول ۹-۱۰-۷ و ۹-۱۰-۸ می‌باشد.

ب) میانگین نتایج حاصل از دو آزمونه متوالی یا میانگین نتایج حاصل از سه آزمونه متوالی، ضوابط مکانیکی الزامی سیمان‌های پرتلند، مذکور در جداول ۹-۱۰-۳ را برآورده سازند. این ضوابط در سیمان‌های پرتلند سفید مطابق جدول ۹-۱۰-۶ و در سیمان‌های پرتلند پوزولانی مطابق جدول ۹-۱۰-۹ می‌باشد.

۹-۱۰-۲-۲ ضوابط الزامی سیمان‌های پرتلند

به طور کلی ویژگی‌های انواع سیمان‌های پرتلند، پوزولانی، بنایی، پرتلند روباره‌ای و سیمان پرتلند سفید باید با استانداردهای مربوطه ملّی ایران مطابقت داشته باشد.

مشخصات شیمیایی، فیزیکی و مکانیکی سیمان‌های پرتلند مطابق جداول ۹-۱۰-۱ تا ۹-۱۰-۳، برای سیمان پرتلند سفید مطابق جداول ۹-۱۰-۴ تا ۹-۱۰-۶ و برای سیمان‌های پرتلند پوزولانی مطابق جداول ۹-۱۰-۷ تا ۹-۱۰-۹ می‌باشد.

جدول ۹-۱۰-۱ مشخصات شیمیایی الزامی سیمان‌های پرتلند

ردیف	ویژگی شیمیایی		نوع سیمان پرتلند					شماره استاندارد ملّی ایران برای روش آزمون مربوط
			۱	۲	۳	۴	۵	
۱	C_3S درصد وزنی سیمان	حداکثر مقدار مجاز	-	-	-	۳۵	-	۱۶۹۲
۲	C_3S درصد وزنی سیمان	حداقل مقدار مجاز	-	-	-	۴۰	-	۱۶۹۲
۳	C_3A درصد وزنی سیمان	حداکثر مقدار مجاز	-	۸	۱۵	۷	۵	۱۶۹۲
۴	$(۲C_3A+C_4AF)$ یا (C_2F+C_4AF) (درصد وزنی سیمان)	حداکثر مقدار مجاز	-	-	-	-	۲۵	۱۶۹۲
۵	کاهش وزن ناشی از سرخ شدن (درصد وزنی)	حداکثر مقدار مجاز	۳/۰۰	۳/۰۰	۳/۰۰	۲/۵۰	۳/۰۰	۱۶۹۲
۶	میزان باقیمانده نامحلول (درصد وزنی)	حداکثر مقدار مجاز	۰/۷۵	۰/۷۵	۰/۷۵	۰/۷۵	۰/۷۵	۱۶۹۲
۷	SiO_2 (درصد وزنی سیمان)	حداقل مقدار مجاز	-	۲۰	-	-	-	۱۶۹۲
۸	Al_2O_3 (درصد وزنی سیمان)	حداکثر مقدار مجاز	-	۶	-	-	-	۱۶۹۲
۹	Fe_2O_3 (درصد وزنی سیمان)	حداکثر مقدار مجاز	-	۶/۰	-	۶/۵	-	۱۶۹۲
۱۰	MgO(درصد وزن سیمان)	حداکثر مقدار مجاز	۵	۵	۵	۵	۵	۱۶۹۲
۱۱	SO_3 (درصد وزنی سیمان)	اگر $C_3A \le ٪۸$	۳/۰	۳/۰	۳/۵	۲/۳	۲/۳	۱۶۹۲
		اگر $C_3A > ٪۸$	۳/۵	-	۴/۵	-	-	

توضیح: در صورت رعایت ضابطه ردیف ۷ جدول ۹-۱۰-۲ رعایت ضوابط ردیف‌های ۳ و ۴ فوق در سیمان نوع پنج الزامی نخواهد بود.

جدول ۹-۱۰-۲ مشخصات فیزیکی الزامی سیمان‌های پرتلند

ردیف	ویژگی فیزیکی		نوع سیمان پرتلند					شماره استاندارد ملّی ایران برای روش آزمون مربوطه
			۱	۲	۳	۴	۵	
۱	سطح مخصوص به دست آمده از آزمایش بلین (mm^2/gr)	حداقل مقدار مجاز	۲۸۰۰۰۰	۲۸۰۰۰۰	۳۲۰۰۰۰	۲۸۰۰۰۰	۲۸۰۰۰۰	۳۹۰
۲	انبساط در آزمایش اتوکلاو (درصد)	حداکثر مقدار مجاز	۰/۸	۰/۸	۰/۸	۰/۸	۰/۸	۳۹۱
۳	زمان گیرش اولیه به‌دست آمده از آزمایش با سوزن ویکا (دقیقه)	حداقل مقدار مجاز	۴۵	۴۵	۴۵	۴۵	۴۵	۳۹۲
۴	زمان گیرش نهایی به‌دست آمده از آزمایش با سوزن ویکا (ساعت)	حداکثر مقدار مجاز	۶	۶	۶	۶	۶	۳۹۲
۵	گرمای آبگیری ۷ روزه (cal/gr)	حداکثر مقدار مجاز	-	۷۰	-	۶۰	-	۳۹۴
۶	حرارت هیدراتاسیون ۲۸ روزه (cal/gr)	حداکثر مقدار مجاز	-	-	-	۷۰	-	۳۹۴
۷	انبساط سولفات ۱۴روزه (درصد)	حداکثر مقدار مجاز	-	-	-	-	۰/۴	۳۹۱

توضیح: در صورت رعایت ضوابط ردیف‌های ۳ و ۴ جدول ۹-۱۰-۳ در سیمان نوع ۵ رعایت ضابطه ردیف ۷ فوق الزامی نخواهد بود.

جدول ۹-۱۰-۳ مشخصات مکانیکی الزامی سیمان‌های پرتلند

ردیف	ویژگی مکانیکی		نوع سیمان پرتلند						شماره استاندارد ملّی ایران برای روش آزمون مربوطه
			۱			۲	۳	۴	۵	
			۱-۳۲۵	۱-۴۲۵	۱-۵۲۵					
۱	مقاومت فشاری نمونه یک روزه (N/mm^2)	حداقل مجاز	-	-	-	-	۱۲/۵	-	-	۳۹۳
۲	مقاومت فشاری نمونه دو روزه (N/mm^2)	حداقل مجاز	-	۱۰/۰	۲۰/۰	-	-	-	-	۳۹۳
۳	مقاومت فشاری نمونه سه روزه (N/mm^2)	حداقل مجاز	۱۲/۰	-	-	۱۰/۰	۲۴/۰	-	۸/۵	۳۹۳
۴	مقاومت فشاری نمونه هفت روزه (N/mm^2)	حداقل مجاز	۲۰/۰	-	-	۱۷/۵	-	۷/۰	۱۵/۰	۳۹۳
۵	مقاومت فشاری نمونه بیست و هشت روزه (N/mm^2)	حداقل مجاز	۳۲/۵	۴۲/۵	۵۲/۵	۳۱/۵	-	۱۸/۰	۲۷/۰	۳۹۳
		حداکثر مجاز	۵۲/۵	۶۲/۵	-	-	-	-	-	۳۹۳

توضیح: منظور از مقاومت فشاری، میانگین حداقل ۴ آزمونه می‌باشد.

جدول ۹-۱۰-۴ مشخصات شیمیایی الزامی سیمان پرتلند سفید

ردیف	ویژگی شیمیایی		حداکثر مقدار مجاز	شماره استاندار ملّی ایران برای روش آزمون مربوطه
۱	MgO (درصد وزنی سیمان)		۵	۱۶۹۲
۲	SO_3 (درصد وزنی سیمان)	اگر $C_3A \leq$ ٪۸	۳/۵	۱۶۹۲
۳		اگر $C_3A >$ ٪۸	۳/۰	۱۶۹۲
۴	کاهش وزن در دمای ۱۰۰۰ درجه سلسیوس (درصدوزنی)		۳	۱۶۹۲
۵	میزان باقیمانده نامحلول (درصد وزنی)		۰/۷۵	۱۶۹۲

جدول ۹-۱۰-۵ مشخصات فیزیکی الزامی سیمان پرتلند سفید

ردیف	ویژگی فیزیکی		ضابطه	شماره استاندارد ملّی ایران برای روش آموزش مربوطه
۱	درجه سفیدی	حداقل مقدار مجاز	۷۵	۲۹۳۱
۲	سطح مخصوص به‌دست آمده از آزمایش بلین (mm^2/gr)	حداقل مقدار مجاز	۳۰۰۰۰۰	۳۹۰
۳	انبساط در آزمایش اتوکلاو (درصد)	حداقل مقدار مجاز	۰/۸	۳۹۱
۴	زمان گیرش اولیه به دست آمده از آزمایش با سوزن ویکا (دقیقه)	حداقل مقدار مجاز	۴۵	۳۹۲
۵	زمان گیرش نهایی به دست آمده از آزمایش با سوزن ویکا (ساعت)	حداقل مقدار مجاز	۸	۳۹۲

جدول ۹-۱۰-۶ مشخصات مکانیکی الزامی سیمان پرتلند سفید

ردیف	ویژگی مکانیکی	حداقل مقدارمجاز (N/mm^2)	شماره استاندار ملّی ایران برای روش آزمون مربوطه
۱	مقاومت فشاری نمونه مکعبی به بعد ۵۰mm، پس از ۲ روز قرارگیری در آب	۱۱	۳۹۳
۲	مقاومت فشاری نمونه مکعبی به بعد ۵۰mm، پس از ۶ روز قرارگیری درآب	۱۷/۵	۳۹۳
۳	مقاومت فشاری نمونه مکعبی به بعد ۵۰mm، پس از ۲۷ روز قرارگیری درآب	۳۱/۵	۳۹۳

جدول ۹-۱۰-۷ ویژگی شیمیایی الزامی سیمان‌های پرتلند پوزولانی

ردیف	ویژگی شیمیایی	حداکثرمقدارمجاز	شماره استاندار ملّی ایران برای روش آزمون مربوطه
۱	MgO (درصد وزنی سیمان)	۶	۱۶۹۲
۲	SO_3 (درصد وزنی سیمان)	۴	۱۶۹۲
۳	یون کلراید (درصد وزنی سیمان)	۰/۱	*

* تا زمان تدوین استاندارد مربوط به روش آزمون ردیف ۳ جدول فوق، باید از یکی از استانداردهای معتبر بین‌المللی استفاده شود.

جدول ۹-۱۰-۸ ویژگی فیزیکی الزامی سیمان‌های پرتلند پوزولانی

ردیف	ویژگی فیزیکی		سیمان پ.پ	سیمان پ.پ.و	شماره استاندار ملّی ایران برای روش آزمون مربوطه
۱	سطح مخصوص به دست آمده از آزمایش بلین (mm^2/gr)	حداقل مجاز	۳۰۰۰۰۰	۳۲۰۰۰۰	۳۹۰
۲	انبساط در آزمایش اتو کلاو (درصد)	حداکثر مجاز	۰/۸	۰/۸	۳۹۱
۳	انقباض در آزمایش اتو کلاو (درصد)	حداکثر مجاز	۰/۲	۰/۲	۳۹۱
۴	زمان گیرش اولیه به دست آمده از آزمایش با سوزن ویکا(دقیقه)	حداقل مجاز	۶۰	۶۰	۳۹۲
۵	زمان گیرش نهایی به دست آمده از آزمایش ویکا(ساعت)	حداکثر مجاز	۷	۷	۳۹۲

جدول ۹-۱۰-۹ ویژگی مکانیکی الزامی سیمان‌های پرتلند پوزولانی

ردیف	ویژگی فیزیکی	حداقل مقدارمجاز (N/mm^2)		شماره استاندار ملّی ایران برای روش آزمون مربوطه
		سیمان پ.پ	سیمان پ.پ.و	
۱	مقاومت فشاری ۳ روزه	۱۰	---	۳۹۳
۲	مقاومت فشاری ۷ روزه	۱۷/۵	۱۵	۳۹۳
۳	مقاومت فشاری ۲۸روزه	۳۰	۲۷/۵	۳۹۳

۹-۱۰-۳ ضوابط پذیرش سنگدانه‌های مصرفی در بتن

۹-۱۰-۳-۱ تواتر نمونه‌برداری سنگدانه‌ها

۱. به ازای هر محموله وارده به کارگاه می‌باید تمامی آزمایش‌های مذکور در بند ۹-۱۰-۳-۲ برروی سنگدانه‌ها انجام گرفته و ضوابط مذکور در بند فوق‌الذکر کنترل شوند.

۲. دانه‌بندی سنگدانه‌های مصرفی در بتن می‌باید هر هفته تعیین شده و با ضوابط مذکور در بند فوق‌الذکر کنترل شوند.
۳. آزمایش تعیین درصد رطوبت جذب شده سنگدانه‌ها می‌باید در هنگام عملیات ساخت بتن، هر روزه در محل تولید بتن انجام شود.
۴. سنگدانه‌های مصرفی در بتن را هنگامی می‌توان قابل قبول تلقی کرد که نتیجه حاصل از یک آزمونه و یا میانگین نتایج حاصل از دو آزمونه متوالی ضوابط مربوطه را برآورده سازند.

۹-۱۰-۳-۲ ضوابط الزامی سنگدانه‌های مصرفی در بتن

به طور کلی ویژگی سنگدانه‌های مصرفی در بتن و سنگدانه‌های سبک مصرفی باید با استانداردهای ملّی ایران مطابقت داشته باشد.

ضوابط الزامی دانه‌بندی سنگدانه‌های ریز (ماسه) مصرفی در بتن مطابق جدول ۹-۱۰-۱۰، و از آن سنگدانه‌های درشت (شن) مصرفی دربتن مطابق جدول ۹-۱۰-۱۱ می‌باشد.

روش آزمون دانه‌بندی سنگدانه‌های ریز و درشت با الک می‌باید مطابق با استاندارد ملّی ایران صورت گیرد.

ویژگی فیزیکی و مکانیکی الزامی نمونه‌های بتن سازه‌ای با سنگدانه‌های سبک در جدول ۹-۱۰-۱۶ و ضوابط الزامی دانه‌بندی سنگدانه‌های سبک مصرفی در بتن سازه‌ای در جدول ۹-۱۰-۱۷ درج شده است. روش آزمون مشخصات مکانیکی مذکور در جدول ۹-۱۰-۱۶ مطابق استانداردهای ملّی ایران می‌باشد.

حداکثر میزان مجاز مواد زیان‌آور در سنگدانه‌های ریز (ماسه) مصرفی در بتن مطابق جدول ۹-۱۰-۱۲ و از آن سنگدانه‌های درشت (شن) مصرفی در بتن مطابق با جدول ۹-۱۰-۱۳ می‌باشد.

حداکثر میزان مجاز دانه‌های پولکی و سوزنی در سنگدانه‌های درشت (شن) مصرفی در بتن مطابق جدول ۹-۱۰-۱۴ می‌باشد.

دانه‌های پولکی دانه‌هایی هستند که اندازه کوچکترین بعد آن‌ها کمتر از ۰/۶ برابر میانگین اندازه الک‌ها است. دانه‌های سوزنی دانه‌هایی هستند که بزرگترین بعد آن‌ها بیشتر از ۱/۸ برابر میانگین اندازه الک‌ها است.

سایر مشخصات الزامی سنگدانه‌های مصرفی در بتن مطابق جدول ۹-۱۰-۱۵ است.

جدول ۹-۱۰-۱۰ ضوابط الزامی دانه‌بندی سنگدانه‌های ریز مصرفی در بتن

ردیف	اندازه الک (mm)	درصد وزنی رد شده از الک
۱	۹/۵۰	۱۰۰
۲	۴/۷۵	۸۹-۱۰۰
۳	۲/۳۶	۶۰-۱۰۰
۴	۱/۱۸	۳۰-۹۰
۵	۰/۶	۱۵-۵۴
۶	۰/۳	۵-۴۰
۷	۰/۱۵	۰-۱۵

جدول ۹-۱۰-۱۱ ضوابط الزامی دانه‌بندی سنگدانه‌های درشت مصرفی در بتن

ردیف	اندازه اسمی الک‌ها یا بعد چشمه مربع (mm)	اعداد داخل جدول درصد وزنی مصالح سنگی رد شده از الک‌ها را نشان می‌دهند								
		۶۳ mm	۵۰ mm	۳۷/۵ mm	۲۵ mm	۱۹ mm	۱۲/۵ mm	۹/۵ mm	۴/۷۵ mm	۲/۳۶ mm
۱	۲۵ تا ۵۰	۱۰۰	۹۰-۱۰۰	۳۵-۷۰	۰-۱۵	-	۰ -۵	-	-	-
۲	۴/۷۵ تا ۵۰	۱۰۰	۹۵-۱۰۰	-	۳۵-۷۰	-	۱۰-۳۰	-	۰-۵	-
۳	۱۹تا ۳۷/۵	-	۱۰۰	۹۰-۱۰۰	۲۰-۵۵	۰-۱۵	-	۰-۵	-	-
۴	۴/۷۵ تا ۳۷/۵	-	۱۰۰	۹۵-۱۰۰	-	۳۵-۷۰	-	۱۰-۳۰	۰-۵	-
۵	۱۲/۵ تا۲۵	-	-	۱۰۰	۹۰-۱۰۰	۲۰-۵۵	۰-۱۰	۰-۵	-	-
۶	۹/۵ تا ۲۵	-	-	۱۰۰	۹۰-۱۰۰	۴۰-۸۵	۱۰-۴۰	۰-۱۵	۰-۵	-
۷	۴/۷۵ تا ۲۵	-	-	۱۰۰	۹۵-۱۰۰	-	۲۵-۶۰	-	۰-۱۰	۰-۵
۸	۹/۵ تا ۱۹	-	-	-	۱۰۰	۹۰-۱۰۰	۲۰-۵۵	۰-۱۵	۰-۵	-
۹	۴/۷۵ تا ۱۹	-	-	-	۱۰۰	۹۰-۱۰۰	-	۲۰-۵۵	۰-۱۰	۰-۵
۱۰	۴/۷۵ تا ۱۲/۵	-	-	-	-	۱۰۰	۹۰-۱۰۰	۴۰-۷۰	۰-۱۵	۰-۵

جدول ۹-۱۰-۱۲ حداکثر میزان مجاز مواد زیان‌آور در سنگدانه‌های ریز

ردیف	ماده زیان‌آور		حداکثر وزنی ماده زیان‌آور نسبت به کل نمونه	شماره استاندار ملّی ایران برای روش آزمون مربوطه
۱	کلوخ‌های رسی و ذرات سست		۳	-
۲	ذرات ریزتر ار ۷۵ میکرون (رد شده از الک نمره ۲۰۰) حاوی رس یا شیل	در بتن‌هایی که در معرض سایش قرار می‌گیرند.	۳	۴۴۶
		در بتن‌هایی که در معرض سایش قرار نمی‌گیرند.	۵	۴۴۶
۳	ذرات ریزتر ار ۷۵ میکرون (رد شده از الک نمره ۲۰۰) فاقد رس یا شیل	در بتن‌هایی که در معرض سایش قرار می‌گیرند.	۵	۴۴۶
		در بتن‌هایی که در معرض سایش قرار نمی‌گیرند.	۷	۴۴۶
۴	زغال‌سنگ و لیگنیت	نمای ظاهری بتن اهمیت دارد.	۰/۵	-
		نمای ظاهری بتن اهمیت ندارد.	۱	-
۵	میکا		۱	-
۶	سولفات‌های محلول درآب برحسب SO_3		۰/۴	-
۷	کلریدهای محلول درآب برحسب CL در بتن آرمه		۰/۰۴	-

توضیحات:

۱- در مواردی که استاندارد ملّی ایران برای آزمون مربوط وجود ندارد، این آزمون‌ها باید مطابق با یکی از استانداردهای معتبر بین‌المللی انجام شود.

۲- لیگنیت، یک نوع زغال‌سنگ است که به رنگ‌های قهوه‌ای و سیاه وجود دارد.

۳- اگر مقدار سولفات محلول در آب موجود در سنگدانه ریز، بیش از مقدار مندرج در ردیف ۵ باشد، مصرف آن به شرطی مجاز است که مقدار سولفات محلول در آب موجود در کل سنگدانه ریز و درشت از حداکثر مجاز کمتر باشد.

۴- اگر مقدار کلرید محلول در آب موجود در سنگدانه ریز، بیش از مقدار مندرج در ردیف ۶ باشد، مصرف آن به شرطی مجاز است که مقدار کلرید محلول درآب موجود در کل سنگدانه ریز و درشت از حداکثر مجاز کمتر باشد.

جدول ۹-۱۰-۱۳ حداکثر میزان مجاز مواد زیان‌آور در سنگدانه‌های درشت

ردیف	ماده زیان‌آور		حداکثر وزنی ماده زیان‌آور نسبت به کل نمونه	شماره استاندار ملّی ایران برای روش آزمون مربوطه
۱	کلوخه‌های رسی و ذرات سست		۵	-
۲	ذرات ریزتر ار ۷۵ میکرون (رد شده از الک نمره ۲۰۰) حاوی رس یا شیل		۱	۴۴۶
۳	ذرات ریزتر ار ۷۵ میکرون (رد شده از الک نمره ۲۰۰) فاقد رس یا شیل		۱/۵	۴۴۶
۴	زغال سنگ و لیگنیت	نمای ظاهری بتن اهمیت دارد.	۰/۵	-
		نمای ظاهری بتن اهمیت ندارد.	۱	-
۵	سولفات‌های محلول درآب برحسب SO_4		۰/۴	-
۶	کلریدهای محلول درآب برحسب Cl^-		۰/0۴	-

توضیحات:

۱- در مواردی که استاندارد ملی ایران برای آزمون مربوط وجود ندارد این آزمون‌ها باید مطابق با یکی از استانداردهای معتبر بین المللی انجام شود.

۲- لیگنیت یک نوع زغال سنگ است که به رنگ های قهوه ای و سیاه وجود دارد.

۳- اگر مقدار سولفات محلول در آب موجود در سنگدانه ریز بیش از مقدار مندرج در ردیف ۵ باشد مصرف آن به شرطی مجازاست که مقدار سولفات محلول در آب موجود در کل سنگدانه ریز و درشت از حداکثر مجاز کمتر باشد.

۴- اگر مقدار کلرید محلول در آب موجود در سنگدانه ریز بیش از مقدار مندرج در ردیف ۶ باشد مصرف آن به شرطی مجاز است که مقدار کلراید محلول در آب موجود در کل سنگدانه ریز و درشت از حداکثر مجاز کمتر باشد.

جدول ۹-۱۰-۱۴حداکثر میزان مجاز دانه‌های پولکی و سوزنی در سنگدانه‌های درشت مصرفی در بتن

ردیف	شرح	حداکثر درصد وزنی سنگدانه سوزنی یا پولکی نسبت به کل نمونه	شماره استاندار ملّی ایران برای روش آزمون مربوطه
۱	دانه‌های پولکی و سوزنی موجود در سنگدانه‌های مانده برروی الک ۶/۳ میلی‌متر	۳۰	-
۲	دانه‌های پولکی و سوزنی موجود در سنگدانه‌های با حداکثر اندازه ۹/۵ میلی‌متر	۴۵	-
۳	دانه‌های پولکی و سوزنی موجود در سنگدانه‌های با حداکثر اندازه ۱۲/۵میلی‌متر	۴۵	-
۴	دانه‌های پولکی و سوزنی موجود در سنگدانه‌های با حداکثر اندازه ۱۹ میلی‌متر	۴۰	-
۵	دانه‌های پولکی و سوزنی موجود در سنگدانه‌های با حداکثر اندازه ۲۵ میلی‌متر	۴۰	-
۶	دانه‌های پولکی و سوزنی موجود در سنگدانه‌های با حداکثر اندازه ۳۸ میلی‌متر	۴۰	-
۷	دانه‌های پولکی و سوزنی موجود در سنگدانه‌های با حداکثر اندازه ۵۰ میلی‌متر	۳۵	-
۸	دانه‌های پولکی و سوزنی موجود در سنگدانه‌های با حداکثر اندازه ۶۳ میلی‌متر	۳۵	-

توضیح: تا زمان تدوین استاندارد ملّی ایران در این زمینه، آزمون مربوطه باید مطابق با یکی از استانداردهای معتبر بین‌المللی انجام شود.

۹-۱۰-۳-۳ سایر مشخصات الزامی سنگدانه‌های مصرفی در بتن

جدول ۹-۱۰-۱۵ برخی از مشخصات الزامی سنگدانه‌های مصرفی در بتن

ردیف	شرح	نوع سنگدانه	حداکثر مقدار مجاز	حداقل مقدار مجاز	شماره استاندار ملّی ایران برای روش آزمون مربوطه
۱	میزان کاهش وزن در آزمایش لس‌آنجلس (درصد)	شن	۵۰	-	۴۴۸
۲	میزان افت وزنی در آزمایش سلامت با سولفات‌سدیم (درصد)	شن	۱۲	-	۴۴۹
۳	میزان افت وزنی در آزمایش سلامت با سولفات‌سدیم (درصد)	ماسه	۱۰	-	۴۴۹
۴	میزان افت وزنی در آزمایش سلامت با سولفات‌منیزیم (درصد)	شن	۱۸	-	۴۴۹
۵	میزان افت وزنی در آزمایش سلامت با سولفات‌منیزیم (درصد)	ماسه	۱۲	-	۴۴۹

جدول ۹-۱۰-۱۶ ویژگی فیزیکی و مکانیکی الزامی نمونه‌های بتن سازه‌ای با سنگدانه‌های سبک

ردیف	نوع بتن حداکثر مقدار میانگین وزن مخصوص سه آزمونه بتنی ۲۸ روزه خشک شده در هوا (kg/m^3)	حداقل مقدار میانگین مقاومت فشاری سه آزمونه بتنی ۲۸ روزه (MPa)	حداقل مقدار میانگین مقاومت کششی در آزمایش دونیم شدن در هشت آزمونه بتنی ۲۸ روزه (MPa)
۱	تمامی سنگدانه‌ها سبک هستند. ۱۷۶۰	۲۸	۲/۲
۲	تمامی سنگدانه‌ها سبک هستند. ۱۶۸۰	۲۱	۲/۱
۳	تمامی سنگدانه‌ها سبک هستند. ۱۶۰۰	۱۷	۲/۰
۴	سنگدانه‌ها، شامل سنگدانه‌های سبک و ماسه هستند. ۱۸۴۰	۲۸	۲/۳
۵	سنگدانه‌ها، شامل سنگدانه‌های سبک و ماسه هستند. ۱۷۶۰	۲۱	۲/۱
۶	سنگدانه‌ها، شامل سنگدانه‌های سبک و ماسه هستند. ۱۶۸۰	۱۷	۲/۱

جدول ۹-۱۰-۱۷ ضوابط الزامی دانه‌بندی سنگدانه‌های سبک مصرفی در بتن سازه‌ای

اندازه‌ها	درصد وزنی رد شده از الک‌های با سوراخ مربعی								
	۲۵ mm	۱۹ mm	۱۲/۵ mm	۹/۵ mm	۴/۷۵ mm	۲/۳۶ mm	۱/۱۸ mm	۰/۳ mm	۰/۱۵ mm
سنگدانه ریز: شماره ۰ تا ۴	-	-	-	۱۰۰	۸۵-۱۰۰	-	۴۰-۸۰	۱۰-۳۵	۵-۲۵
سنگدانه درشت:									
۳۵ میلی‌متر(شماره ۴)	۹۰-۱۰۰	-	۲۵-۶۰	-	۵-۱۰	-	-	-	-
۱۹ میلی‌متر (شماره ۴)	۱۰۰	۹۰-۱۰۰	-	۱۰-۵۰	۰-۱۵	-	-	-	-
۱۲/۵ میلی‌متر (شماره ۴)	-	۱۰۰	۹۰-۱۰۰	۴۰-۸۰	۰-۲۰	۰-۱۰	-	-	-
۹/۵ میلی‌متر (شماره ۸)	-	-	۱۰۰	۸۰-۱۰۰	۴۰-۵۰	۰-۲۰	۰-۱۰	-	-
مخلوط سنگدانه‌های ریز و درشت:									
۰ تا ۱۲/۵ میلی‌متر	-	۱۰۰	۹۰-۱۰۰	-	۵۰-۸۰	-	-	۵-۲۰	۲-۱۵
۰ تا ۹/۵ میلی‌متر	-	-	۱۰۰	۹۰-۱۰۰	۶۵-۹۰	۳۵-۶۰	-	۱۰-۲۵	۵-۱۵

۹-۱۰-۴ ضوابط پذیرش آب مصرفی در بتن

۹-۱۰-۴-۱ تواتر نمونه‌برداری

درصورت لزوم انجام آزمایش‌های مذکور در بند ۹-۱۰-۴-۲، باید این آزمایش‌ها در دوره‌های زمانی زیر انجام و ضوابط مربوطه کنترل شود.

۱) در ابتدای کار

۲) پس از هر بار تغییر منبع تأمین آب

۹-۱۰-۴-۲ ضوابط پذیرش آب مصرفی در بتن

۱- آبی را که قابل آشامیدن است مزه یا بوی مشخصی ندارد و تمیز و صاف است، می‌توان بدون انجام آزمایش، در بتن به‌کار برد. تنها استثنا آن است که سوابق قبلی، نشان دهنده نامناسب بودن این آب برای بتن باشد، که در این صورت، این آب را نباید در بتن بکار برد.

۲- آب غیر آشامیدنی را به شرطی می‌توان در بتن به‌کار برد که ضوابط الزامی مربوطه، مذکور در بند ۹-۱۰-۴-۳ را برآورده سازند.

۳- حداکثر مقدار مجاز مواد زیان‌آور در آب مصرفی در بتن مطابق جدول ۹-۱۰-۱۸ می‌باشد.

۹-۱۰-۴-۳ آب غیرآشامیدنی

آب‌های غیرآشامیدنی را هنگامی می‌توان قابل قبول تلقی کرد که نتایج حاصل از یک آزمونه و یا میانگین نتایج حاصل از دو آزمونه متوالی ضوابط مربوط را برآورده سازند.

آبی را که مشخصات آن مطابق با بند ۹-۱۰-۴-۲ نیست به شرطی می‌توان در بتن به‌کار برد که ضوابط زیر را برآورده سازند:

۱) PH آب مصرفی در بتن نباید کمتراز ۵ یا بیشتر از ۸/۵ باشد.

۲) مقاومت ۲۷ و ۲۸ روزه آزمونه‌های ملات ساخته شده با آب غیرآشامیدنی حداقل معادل ۹۰ درصد مقاومت نظیر آزمونه‌های مشابه ساخته شده با آب مقطر باشد.

۳) زمان گیرش اولیه خمیر سیمان ساخته شده با آب غیرآشامیدنی بیش از یک ساعت ($\pm$) با زمان گیرش نظیر خمیر سیمان ساخته شده با آب مقطر تفاوت نداشته باشد.

۴) نتیجه انبساط حجم به‌دست آمده از آزمایش سلامت سیمان، در آزمونه ساخته شده با آب غیرآشامیدنی از نتیجه به‌دست آمده از آزمونه نظیر ساخته شده با آب آشامیدنی بیشتر نباشد.
روش انجام آزمایش مطابق با استاندارد ملّی ایران می‌باشد.

۵) هیچ یک از مواد زیان‌آور موجود در آب مصرفی در بتن از مقادیر جدول ۹-۱۰-۱۸ بیشتر نباشد.

۶) میزان چربی معدنی آب مصرفی در یک حجم معین از بتن از ۲/۵ درصد وزن سیمان مصرفی در همان حجم از بتن بیشتر نباشد.

آزمایش ضوابط بندهای ۱، ۲، ۵ و ۶ فوق تا قبل از تدوین استاندارد ملّی ایران باید مطابق با یکی از استانداردهای معتبر بین‌المللی صورت گیرد.

جدول ۹-۱۰-۱۸ حداکثر مقدارمجاز مواد زیان‌آور در آب مصرفی در بتن

ردیف	نوع ماده زیان‌آور	شرح مصرف	شماره استاندارد ایران برای روش آزمون مربوط	حداکثر مقدار مجاز (وزنی) (ppm)
۱	ذرات معلق جامد	بتن پیش‌تنیده در هر شرایط محیطی	-	۱۰۰۰
۲		بتن غیر مسلح و بدون آرماتور	-	۲۰۰۰
۳		بتن آرمه در شرایط محیطی ملایم و متوسط	-	۲۰۰۰
۴		بتن آرمه در شرایط محیطی شدید و بسیار شدید و فوق العاده شدید	-	۱۰۰۰
۵	کل مواد محلول در آب	بتن پیش تنیده در هر شرایط محیطی	-	۱۰۰۰
۶		بتن غیر مسلح و بدون اقلام فلزی مدفون	-	۳۵۰۰۰
۷		بتن آرمه در شرایط محیطی ملایم و متوسط	-	۲۰۰۰
۸		بتن آرمه در شرایط محیطی شدید و بسیار شدید و فوق العاده شدید	-	۱۰۰۰
۹	کل یون کلرید (Cl^-)	بتن پیش تنیده در هر شرایط محیطی	-	۵۰۰
۱۰		بتن غیرمسلح و بدون آرماتور و بدون اقلام فلزی مدفون	-	۱۰۰۰۰
۱۱		بتن آرمه در شرایط محیط شدید و بسیار شدید و فوق‌العاده شدید	-	۵۰۰
۱۲		بتن آرمه در شرایط محیطی ملایم و متوسط	-	۱۰۰۰
۱۳		بتن غیر مسلح و بدون آرماتور ولی دارای مواد آلومینیومی یا فلزات غیر مشابه یا دارای قالب‌های گالوانیزه	-	۱۰۰۰
۱۴	کل یون سولفات (SO_4^-)	بتن پیش تنیده در هر شرایط محیطی	-	۱۰۰۰
۱۵		بتن آرمه در هر شرایط محیطی	-	۱۰۰۰
۱۶		بتن غیر مسلح و بدون اقلام فلزی مدفون	-	۳۰۰۰
۱۷	قلیایی معادل	در تمامی انواع بتن‌ها	-	۶۰۰

توضیحات جدول:

توضیح ۱- منظور از قلیایی معادل، میزان وزنی ($Na_2O + 0/658K_2O$) است.

توضیح ۲- در ردیف‌های ۹ تا ۱۲ علاوه بر برآورده شدن ضوابط این جدول، میزان یون کلرید آب نیز باید به میزانی باشد که وزن کل کلراید قابل حل در آب در حجم معینی از بتن (که منبع آن می‌تواند از هر یک از اجزای بتن یا از محیط باشد) برحسب درصدی از وزن سیمان همان حجم بتن از مقادیر مندرج در جدول ۹-۶-۱ تجاوز نکند.

توضیح ۳- در ردیف های ۱۴تا ۱۶، علاوه بر برآورده شدن ضوابط این جدول میزان یون سولفات آب نیز باید به میزانی باشد که وزن کل سولفات قابل حل در آب در حجم معینی از بتن (که منبع آن می‌تواند از هریک از اجزای بتن از جمله سیمان یا از محیط باشد) برحسب درصدی از وزن سیمان همان حجم از بتن از ۴ درصد و وزن کل سولفات موجود در حجم معینی از بتن برحسب درصدی از وزن سیمان همان حجم از بتن از ۵ درصد بیشتر نباشد.

توضیح ۴- منظور از ppm، غلظت برحسب قسمت در میلیون (وزنی) است که اگر اعداد مربوطه در جدول برحسب ppm را در $۱۰^{-۴}$ ضرب کنیم غلظت برحسب درصد وزنی به دست می‌آید.

توضیح ۵- آزمایش ضوابط مندرج در این جدول، تا قبل از تدوین استاندارد ملی ایران باید مطابق با یکی از استانداردهای معتبر بین‌المللی صورت گیرد.

توضیح ۶ - رعایت مفاد ردیف ۱۷ جدول فوق در مواردی که سنگدانه فعال باشد، الزامی است.

۹-۱۰-۵ ضوابط پذیرش مواد افزودنی مصرفی در بتن

مواد افزودنی مصرفی در بتن را هنگامی می توان قابل قبول تلقی کرد که تحت آزمون‌های مذکور در جدول ۹-۱۰-۱۹ قرارگرفته و ضوابط الزامی مربوطه را برآورده سازند.

جزئیات برخی از این آزمون‌ها و الزامات مربوط، در استانداردهای ملّی ایران درج شده است. در صورت عدم تدوین تمام یا بخشی از استانداردهای مورد نیاز، باید از یکی از استانداردهای معتبر بین‌المللی استفاده کرد.

جدول ۹-۱۰-۱۹ آزمون‌های الزامی مواد افزودنی بتن

ردیف	نوع	موارد الزامی که باید کنترل شوند
۱	همه مواد افزودنی	یکنواختی – رنگ – ترکیبات موثر-ph- چگالی نسبی (فقط برای افزودنی مایع) مقدار مواد خشک –تاثیر برروی گیرش–کل کلرین (کلر) –کلرید محلول درآب – قلیائیت معادل – رفتار از نظر خوردگی فولاد
۲	کندگیرکننده	زمان گیرش – مقاومت فشاری – مقدار هوای بتن تازه
۳	تندگیرکننده	زمان گیرش اولیه –مقاومت فشاری – مقدار هوای بتن تازه
۴	زودسخت‌کننده	مقاومت فشاری –مقداری هوای بتن تازه
۵	حباب هواساز	مقدار هوای بتن تازه – مشخصات حباب های هوا در بتن سخت شده – مقاومت فشاری
۶	نگهدارنده آب	آب انداختگی –مقاومت فشاری – مقدار هوای بتن تازه
۷	کاهنده جذب آب	جذب مویینه – مقاومت فشاری – مقدار هوای بتن تازه
۸	کاهنده آب /روان کننده (با هدف کاهندگی آب)	میزان کاهش آب – مقاومت فشاری – مقدار هوای بتن
۹	فوق کاهنده آب – فوق روان-کننده (با هدف کاهندگی آب)	میزان کاهش آب – مقاومت فشاری – مقدار هوای بتن
۱۰	فوق کاهنده آب – فوق روان-کننده (با هدف افزایش روانی)	افزایش روانی – حفظ و تداوم روانی – مقاومت فشاری – مقدار هوای بتن تازه
۱۱	کندگیرکننده – کاهنده آب – روان‌کننده	مقاومت فشاری – زمان گیرش – میزان کاهش آب –مقدار هوای بتن تازه
۱۲	تندگیر کننده – کاهنده آب – روان‌کننده	مقاومت فشاری – زمان گیرش اولیه – میزان کاهش آب – مقدار هوای بتن تازه
۱۳	کندگیر کننده – فوق کاهنده آب – فوق روان‌کننده (با هدف افزایش آب و کندگیری)	مقاومت فشاری – زمان گیرش اولیه – میزان کاهش آب – مقدار هوای بتن تازه
۱۴	کندگیر کننده – فوق کاهنده آب – فوق روان کننده (با هدف افزایش آب و کندگیری)	حفظ و تداوم روانی – مقاومت فشاری – مقدار هوای بتن تازه

۹-۱۰-۶ ضوابط پذیرش پوزولان‌ها و مواد شبه سیمانی

مشخصات پوزولان‌ها و مواد شبه سیمانی می‌باید با استانداردهای ملّی مربوطه، تطابق داشته باشد. در صورت نبود برخی از این ضوابط، می‌باید این مواد با یکی از استانداردهای معتبر بین المللی مطابقت داشته باشند.

مواد جایگزین سیمان، شامل پوزولان‌ها و مواد شبه‌سیمانی، می‌باید مطابق استانداردهای ملّی ایران باشند.

۹-۱۰-۷ ضوابط پذیرش میلگردهای مصرفی در بتن

۹-۱۰-۷-۱ تواتر نمونه‌برداری

تعداد و تواتر نمونه‌ها باید به گونه‌ای باشد که نتایج آزمایش‌های انجام شده برروی آنها معرف کیفیت کل آرماتور مصرفی و حداقل به میزان ذکر شده در (الف) تا (پ) این بند باشند:

الف) به ازای هر ۵۰۰۰۰ کیلوگرم وزن میلگرد و کسر آن یک سری نمونه

ب) از هر قطر یک سری نمونه

پ) از هر نوع فولاد یک سری نمونه

برروی هر سری نمونه باید آزمایش‌های مذکور در بند ۹-۱۰-۷-۲ انجام شود

۹-۱۰-۷-۲ ضوابط الزامی میلگردهای مصرفی در بتن

۹-۱۰-۷-۲-۱ مشخصات هندسی میلگردها

رواداری طول‌ها و قطرهای میلگردها و آج‌های میلگردهای آجدار باید مطابق با استاندارد ملّی ایران به شماره ۳۱۳۲ باشد.

ضوابط و الزامات قطر اسمی انواع میلگردهای ساده وآجدار، قطر زمینه میلگردهای آجدار(d_1)، یعنی قطر میلگرد آجدار بدون در نظر گرفتن آج آن و نیز قطر خارجی میلگردهای آجدار (d_2)، یعنی قطر میلگرد با احتساب کامل آج آن مطابق جدول ۹-۱۰-۲۰ می‌باشد. سایر ویژگی‌های میلگردها باید مطابق با استانداردهای ملی مربوطه باشد.

جدول ۹-۱۰-۲۰ ضوابط و الزامات قطرهای: اسمی، زمینه و خارجی انواع میلگردها

قطر اسمی میلگردهای ۲۴۰ (mm)(d_b)	میلگردهای S۳۴۰ و S۴۰۰ (با آج دوکی)			میلگردهای S۳۴۰ و S۴۰۰ (با آج یکنواخت)			میلگردهای S۵۰۰ (با آج دوکی)		
	قطر اسمی (mm)(d_b)	قطر زمینه (mm)(d_1)	حداکثر ارتفاع برجستگی طولی (mm)	قطر اسمی (mm)(d_b)	قطر زمینه (mm)(d_1)	قطر خارجی (mm)(d_2)	قطر اسمی (mm)(d_b)	قطر زمینه (mm)(d_1)	قطر خارجی در بلندترین نقطه آج عرضی و یا آج طولی (mm)(d_2)
۶	۶	۵/۷۰	۰/۶	۶	۵/۷۵	۶/۷۵	–	–	–
۸	۸	۷/۶۰	۰/۸	۸	۷/۵۰	۹/۰۰	–	–	–
۱۰	۱۰	۹/۵۰	۱/۰	۱۰	۹/۳۰	۱۱/۳۰	–	–	–
۱۲	۱۲	۱۱/۴۰	۱/۲	۱۲	۱۱/۰۰	۱۳/۵۰	–	–	–
۱۴	۱۴	۱۳/۴۰	۱/۴	۱۴	۱۳/۰۰	۱۵/۵۰	۱۴	۱۳/۲۰	۱۵/۷۰
۱۶	۱۶	۱۵/۳۰	۱/۶	۱۶	۱۵/۰۰	۱۸/۰۰	۱۶	۱۵/۲۰	۱۸/۲۰
۱۸	۱۸	۱۷/۳۰	۱/۸	۱۸	۱۷/۰۰	۲۰/۰۰	۱۸	۱۷/۲۰	۲۰/۲۰
۲۰	۲۰	۱۹/۲۰	۲/۰	۲۰	۱۹/۰۰	۲۲/۰۰	۲۰	۱۹/۲۰	۲۲/۲۰
۲۲	۲۲	۲۱/۲۰	۲/۲	۲۲	۲۱/۰۰	۲۴/۰۰	۲۲	۲۱/۲۰	۲۴/۲۰
۲۵	۲۵	۲۴/۰۳	۲/۵	۲۵	۲۴/۰۰	۲۷/۰۰	۲۵	۲۴/۲۰	۲۷/۲۰
۲۸	۲۸	۲۶/۹۰	۲/۸	۲۸	۲۶/۵۰	۳۰/۵۰	۲۸	۲۶/۸۰	۳۰/۸۰
۳۲	۳۲	۳۰/۷۸	۳/۲	۳۲	۳۰/۵۰	۳۴/۵۰	–	–	–
۳۶	۳۶	۳۴/۸۰	۳/۶	۳۶	۳۴/۵۰	۳۹/۵۰	–	–	–
۴۰	۴۰	۳۸/۵۰	۴/۰	۴۰	۳۸/۵۰	۴۳/۵۰	–	–	–

۹-۱۰-۷-۲ مشخصات مکانیکی میلگردها

میلگردها زمانی از نظر مکانیکی قابل قبول شناخته می‌شوند که یکی از شرایط بندهای شماره ۹-۱۰-۷-۲-۱ یا ۹-۱۰-۷-۲-۲ و به طور همزمان همه شرایط بندهای ۹-۱۰-۷-۲-۳ و ۹-۱۰-۷-۲-۴ و ۹-۱۰-۷-۲-۵ که در ذیل می‌آیند برآورده نمایند:

۹-۱۰-۷-۲-۱ در تمامی ۵ آزمونه میلگرد انتخابی باید رابطه (۹-۱۰-۱) برقرار باشد:

$$(f_{y,obs})_i \geq f_{yk} \qquad i = ۱,...,۵ \qquad (۹-۱۰-۱)$$

۹-۱۰-۷-۲-۲ در صورتی که تمام یا بخشی از شرایط بند ۹-۱۰-۷-۲-۱ برآورده نشود، ۵ آزمونه دیگر انتخاب می‌شود. نتایج ۱۰ آزمونه مذکور در بندهای ۹-۱۰-۷-۲-۱ و ۹-۱۰-۷-۲-۲ باید در رابطه (۹-۱۰-۲) صدق کند:

$$f_{y,obs,m} \geq f_{yk} + ۰/۶s \qquad (۹-۱۰-۲)$$

$$f_{y,obs,m} = \frac{\sum_{i=۱}^{۱۰} (f_{y,obs,m})_i}{۱۰} \qquad (۹-۱۰-۳)$$

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=۱}^{۱۰} \left[\left(f_{y,obs,m} \right) - (f_{y,obs})_i \right]^۲}{۹}} \qquad (۹-۱۰-۴)$$

۹-۱۰-۷-۲-۳ در هر یک از آزمونه‌های مذکور در بندهای ۹-۱۰-۷-۲-۱ و ۹-۱۰-۷-۲-۲ باید تمامی روابط زیر برقرار باشد:

$$f_{su} \geq ۱/۱۸ (f_{y,obs})_i \qquad (۹-۱۰-۵)$$

$$(f_{su,obs})_i \geq ۱/۲۵ f_{yk} \qquad (۹-۱۰-۶)$$

$$\left| \left(f_{y,obs} \right)_i - f_{yk} \right| \leq ۱۲۵ MPa \qquad (۹-۱۰-۷)$$

$$\left(f_{su,obs}\right)_i \geq ۱/۲۵(f_{y,obs})_i \qquad (۸-۱۰-۹)$$

۹-۱۰-۷-۲-۴- به عنوان ضابطه شکل‌پذیری، ازدیاد طول نسبی دو طول معیار، یکی به طول ۱۰ برابر و دیگری به طول ۵ برابر قطر میلگرد (یعنی $\varepsilon_{۱۰}$ و $\varepsilon_{۵}$) باید حداقل برابر با مقادیر مندرج در جدول ۹-۱۰-۲۱ باشد.

جدول ۹-۱۰-۲۱ حداقل مجاز ازدیاد طول نسبی میلگردهای فولادی در آزمایش کشش

رده فولاد / ازدیاد طول نسبی	S۲۴۰	S۳۴۰	S۴۰۰	S۵۰۰
حداقل مقدار مجاز $\varepsilon_{۱۰}$	۰/۱۸	۰/۱۵	۰/۱۲	۰/۰۸
حداقل مقدار مجاز $\varepsilon_{۵}$	۰/۲۵	۰/۱۸	۰/۱۶	۰/۱۰

۹-۱۰-۷-۲-۵- به عنوان ضابطه شکل‌پذیری، میلگردها باید با مشخصات و اندازه‌های مندرج در جدول ۹-۱۰-۲۲ تحت آزمون خمش قرار گیرند.

جدول ۹-۱۰-۲۲ زاویه خمش و نسبت قطر خمش به قطر اسمی میلگردها در آزمایش خمش میلگردهای فولادی

رده	زاویه خمش (درجه)		نسبت قطر فک خمش به قطر اسمی میلگرد
	خمش سرد	خمش مجدد	
S۲۴۰	۱۸۰	۹۰	۲
S۳۴۰	۱۸۰	۹۰	۳
S۴۰۰	۱۸۰	۹۰	۵
S۵۰۰	۹۰	۹۰	۵

آزمون خمش به دو صورت خمش سرد و خمش مجدد صورت می‌گیرد.

آزمون خمش سرد بر روی نمونه‌هایی با طول حداقل ۲۵۰ میلی‌متر که مستقیماً از خط تولید به دست آمده و هیچ‌گونه عملیات مکانیکی (از جمله تراشکاری) بر روی آن اعمال نشده است انجام می‌شود. روش آزمون خمش سرد مطابق استاندارد ملّی ایران صورت می‌گیرد.

در آزمون خمش مجدد، نمونه‌های آزمون که مشابه نمونه‌های خمش سرد است، به میزان ۹۰ درجه در دمای محیط خم و سپس نمونه به مدت حداقل نیم ساعت تا دمای ۱۰۰ درجه سلسیوس گرم می‌شود. پس از آنکه نمونه سرد شده و به دمای محیط رسید آن را با نیروی پیوسته و یکنواخت، به میزان ۲۰ درجه برمی‌گردانند.

میلگرد زمانی از نظر هر یک از آزمون‌های خمش قابل قبول تلقی می‌گردد که پس از خمش، هیچ گونه ترک، شکستگی یا سایر عیوب (مطابق استانداردهای ملّی مربوطه) درآن ایجاد نگردد و مشاهده نشود.

۹-۱۰-۷-۳ سایر مشخصات

۹-۱۰-۷-۳-۱ در صورتی که قرار است در میلگردها از وصله جوشی استفاده شود، باید این میلگردها تحت آزمایش جوش پذیری قرار گیرند. در این آزمایش نمونه‌های جوش شده باید تحت آزمایش کشش و خمش قرار گیرند.

در آزمایش کشش، زمانی میلگرد از نظر جوش‌پذیری قابل قبول تلقی می‌گردد که مقطع گسیخته شده، در محل جوش یا در مجاورت آن نباشد. درآزمایش خمش، زمانی میلگرد از نظر جوش پذیری قابل قبول تلقی می‌گردد که پس از خم کردن، ترکی در منطقه جوش شده و خود جوش به وجود نیاید.

۹-۱۰-۷-۳-۲ در مورد میلگردهایی که تاحد پوسته شدن زنگ زده باشند، به ویژه میلگردهایی که به طور موضعی و عمیق دچار خوردگی شده باشند باید پس از ماسه پاشی، آزمایش‌های (الف) و (ب) بر روی نمونه‌های آنها انجام شود:

الف) آزمایش و کنترل مجدد موارد مذکور در بند ۹-۱۰-۷-۲

ب) اندازه‌گیری مجدد قطر اسمی میلگردها و مطابقت آن با رواداری‌های مذکور در استاندارد ۳۱۳۲ ملّی ایران

در صورتی که میلگردهای پوسته شده ضوابط (الف) و (ب) را برآورده نسازند، غیر قابل قبول تلقی می‌شوند.

۹-۱۰-۷-۳-۳ میلگردهایی که دچار خم و اعوجاج شدید شده‌اند، فقط هنگامی قابل مصرف و قبول می‌باشند که مجدداً تحت آزمایش خمش قرارگرفته و ضوابط مزبور را برآورده سازند.

۹-۱۰-۸ ضوابط پذیرش بتن‌های مصرفی در کارگاه

۹-۱۰-۸-۱ آزمونه و نمونه‌برداری بتن‌های مصرفی در کارگاه

۱- مقصود از هر نمونه‌برداری از بتن، تهیه حداقل دو آزمونه یکسان، که در زمان و شرایط یکسانی تولید و نگهداری شده‌اند، می‌باشد. به عبارت دیگر، نمونه‌برداری عبارت است از میانگین نتایج دو یا چند آزمونه مشروط بر آن‌که این آزمونه‌ها همزمان تهیه و در شرایط یکسان نمونه‌گیری و متراکم و عمل‌آوری شده و تحت آزمایش قرار گرفته باشند. همچنین نتایج آزمونه‌ها می‌باید به اندازه کافی به یکدیگر نزدیک بوده و بیش از حد مشخصی از یکدیگر دور نباشد.

۲- به طور کلی آزمونه عبارت است از یک قطعه بتنی به شکل مشخص، عموماً استوانه‌ای یا مکعبی و به ابعاد مشخص که طبق استانداردهای مشخص، از بتن در محل ریختن در قالب یا گاهی در محل تولید بتن، نمونه‌گیری شده و طبق استانداردهای مشخص متراکم و عمل‌آوری شده و در سنین خاص تحت آزمایش‌های مشخص قرار می‌گیرد.

۳- در آزمایش‌های تعیین مقاومت بتن، اگر اختلاف بین مقاومت دو آزمونه کمتر از ۵ درصدِ میانگین آن دو باشد، در این صورت متوسط آنها را محاسبه کرده و به عنوان یک نمونه‌گیری گزارش می‌کنند. در غیر این صورت نتیجه آزمونه سوم تعیین کننده خواهد بود. اگر در مراحل بین نمونه‌گیری تا انجام آزمایش یک آزمونه، وضعیتی مغایر با شرایط لازم بوجود آید، نتیجه آن آزمونه قابل استناد نبوده و نباید در میانگین‌گیری وارد شود. بنابراین اکیداً توصیه می‌شود که در هر بار نمونه‌برداری، حداقل ۳ آزمونه به جای ۲ آزمونه تهیه شود.

۴- ارزیابی و بررسی و پذیرش براساس آزمونه‌ها مجاز و قابل قبول نیست، بلکه فقط بر اساس نمونه‌گیری مجاز است.

۹-۱۰-۸-۲ تواتر نمونه‌برداری از بتن

۱- نمونه‌برداری از بتن باید به طور کامل تصادفی صورت گیرد. در نظر گرفتن هرگونه ضابطه خاص، از جمله شکل ظاهری بتن در نمونه‌برداری، زمان نمونه‌گیری، شرایط خاص جوی و نظایر اینها به عنوان ملاک نمونه‌گیری، موجب به دست آوردن نمونه‌هایی با شرایط ویژه خواهد شد. دراین صورت مبانی آماری ضوابط پذیرش بتن مخدوش می‌شوند، و لذا قضاوت در مورد کیفیت بتن، صحّت و عمومیت خود را از دست می‌دهد.

۲- نمونه‌های آزمایش را می‌باید درست پیش از ریختن، ترجیحا در محل نهایی مصرف آن یعنی در محل قالب برداشت.

۳- در صورتی که حجم هر مخلوط بتن بیشتر از $۱\ m^۳$ باشد، تواتر نمونه‌برداری به ترتیب زیر خواهد بود:

۳-۱- برای دال‌ها و دیوارها و شالوده‌ها، یک نمونه‌برداری از هر $۳۰\ m^۳$ حجم بتن یا هر $۱۵۰\ m^۲$ سطح بتن (هر کدام منجر به بیشترین تعداد نمونه‌برداری گردد).

۳-۲- برای تیرها و کلاف‌ها، در صورتی که جدا از قطعات دیگر بتن‌ریزی می‌شوند، یک نمونه‌برداری از هر ۱۰۰ متر طول

۳-۳- برای ستون‌ها، یک نمونه‌برداری از هر ۵۰ متر طول

۴- در صورتی که حجم هر مخلوط بتن کمتر از $۱\ m^۳$ باشد، می‌باید مقادیر مذکور در بندهای ۳-۱ تا ۳-۳ فوق را متناسباً کاهش داد.

۵- اگر به تشخیص دستگاه نظارت، در ساخت بتن، کنترل کیفیت مطلوبی وجود نداشته باشد و یکنواختی در ساخت بتن در نوبت‌های مختلف به نحو رضایت بخشی حاصل نشود، دستگاه نظارت می‌تواند مقادیر مذکور در بندهای ۳-۱ تا ۳-۳ را کاهش دهد. بدین ترتیب تعداد نمونه‌ها به همان نسبت بیشتر می‌گردد.

۶- مقادیر مذکور در بندهای ۳-۱ تا ۳-۳ حداقل مقادیر نمونه‌برداری است. به عبارت دیگر می‌توان تعداد نمونه‌گیری را بیش از این مقادیر در نظر گرفت ولی کمتر از این مقادیر مجاز نیست.

۷- هنگام تعیین حداقل تعداد نمونه‌برداری لازم در دال‌ها و دیوارها، در محاسبه سطح دال و دیوار، فقط یک وجه آنها را می‌باید در نظر گرفت.

۸- قطع نظر از حجم بتن‌ریزی، حداقل یک نمونه‌برداری از هر رده و از هر نوع بتن در هر روز الزامی است. لذا چنانچه در یک ساختمان، بتن‌هایی با رده‌های مختلف و طرح‌های اختلاط متفاوت به کار رود حداقل یک نمونه‌برداری در هر روز برای هر یک از آنها ضروری است.

۹- در هر ساختمان، قطع نظر از حجم بتن مصرفی در آن، حداقل شش نمونه‌برداری از هر رده بتن و از هر نوع بتن در کل ساختمان الزامی است.

۱۰- توصیه می‌شود نمونه‌برداری یک ساختمان بتنی بین اعضای مختلف آن و در طبقات مختلف ساختمان توزیع گردد.

۹-۱۰-۸-۳ ضوابط و شرایط مجاز بودن عدم نمونه‌گیری از بتن‌های مصرفی

در صورت تحقق شرایط زیر می‌توان از نمونه‌برداری و آزمایش مقاومت بتن صرفنظر کرد:

۱- حجم کل بتن مصرفی در پروژه ساختمان مورد نظر از m^3 ۳۰ کمتر باشد.

۲- دلیلی برای رضایت‌بخش بودن کیفیت بتن مصرفی وجود داشته باشد. تشخیص این امر، مشروط بر ارائه دلایل مورد نظر، با دستگاه نظارت است. لذا سابقه استفاده از یک طرح مخلوط و یا سوابق مقاومت بتن‌های آماده به کاررفته در سایر پروژه‌ها می‌تواند به تشخیص دستگاه نظارت، دلیلی برای صرفنظر کردن از نمونه‌برداری و آزمایش بتن باشد، مشروط بر آن که رده بتن‌ها و نیز نسبت‌های اختلاط آنها یکسان بوده و زمان زیادی، مثلاً بیش از سه ماه، بین دو بتن مزبور وجود نداشته باشد.

اکیداً یادآوری می‌گردد که در صورت عدم تحقق دقیق بندهای ۱ و ۲ فوق، عدم نمونه‌گیری از بتن و عدم انجام آزمایش مقاومت بتن مجاز نیست.

۹-۱۰-۸-۴ مبانی پایه‌ای ضوابط پذیرش کیفیت بتن ساخته شده

۱- پذیرش بتن براساس نمونه‌های عمل آمده در آزمایشگاه صورت می‌پذیرد. لذا پذیرش بتن براساس این نمونه‌ها فقط شاخصی برای تعیین کیفیت بتن ساخته شده، و نه بتن نهایی ریخته شده و موجود در ساختمان، است. از آنجا که کیفیت بتن به کار برده شده، علاوه برکیفیت بتن ساخته شده به کیفیت اجرا نیز بستگی دارد، لذا سایر مراحل اجرای کار (از جمله حمل، ریختن، تراکم، پرداخت و عمل‌آوری و مراقبت بتن) نیز می‌باید جداگانه کنترل شوند. کنترل ضوابط اخیر، به عنوان بخش مکمل کنترل کیفیت بتن ساخته و ریخته شده الزامی است.

۲- پذیرش بتن مبتنی بر ارزیابی آماری نتایج حاصل از نمونه‌برداری‌های متوالی است. منظور از دو نمونه‌برداری متوالی آن است که فاصله بین زمان نمونه‌برداری آنها از سه شبانه روز بیشتر نباشد.

۹-۱۰-۸-۴-۱ ارزیابی مقاومت بتن ساخته شده

۱- برای ارزیابی مقاومت بتن ساخته شده، نیاز به نتایج حداقل سه نمونه برداری متوالی است.

۲- پس از ارزیابی مقاومت بتن ساخته شده، این بتن در یکی از سه رده پذیرشی زیر قرارخواهد گرفت:

۲-۱ قابل قبول

۲-۲ غیر قابل قبول

۲-۳- عدم پذیرش قطعی

۳- برای ارزیابی مقاومت بتن ساخته شده، نتایج مقاومت‌های بدست آمده نمونه‌ها، براساس آزمونه‌های استوانه‌ای حاصل از آزمایش‌ها با مقاومت فشاری مشخصه بتن (f_c) بر حسب مگاپاسکال، مقایسه می‌شود. شایان ذکر است که ملاک ارزیابی در این خصوص نمونه‌های استوانه‌ای است. در صورت استفاده از نمونه‌های مکعبی می‌باید نتایج آنها را با استفاده از مطالب مذکور در بند ۹-۵-۱-۳ به مقادیر نظیر نمونه‌های استوانه‌ای تبدیل کرد.

۹-۱۰-۸-۵ مراحل گام به گام ارزیابی مقاومت بتن ساخته شده

اگر x_1 و x_2 و x_3 نتایج سه نمونه‌برداری متوالی باشند. به منظور ارزیابی کیفیت بتن ساخته شده، گام‌های زیر طی شود:

گام اول: روابط زیر باید کنترل شود:

$$x_1 \geq f_c \qquad (۹-۱۰-۹)$$

و

$$x_2 \geq f_c \qquad (۹-۱۰-۱۰)$$

و

$$x_3 \geq f_c \qquad (۹-۱۰-۱۱)$$

در صورتی که هر سه رابطه فوق، همزمان برقرار بودند در آن صورت بتن از نظر مقاومت، «قابل قبول» است. در غیر اینصورت گام دوم بررسی می‌شود.

یادآوری می‌گردد که به جای سه رابطه فوق، می‌توان رابطه زیر را نوشت و کنترل کرد:

$$\min (x_1, x_2, x_3) \geq f_c \qquad (۹-۱۰-۱۲)$$

گام دوم: روابط زیر باید کنترل شود:

$$x_m = \frac{x_1 + x_2 + x_3}{3} \geq f_c + 1/5 MPa \qquad (۹-۱۰-۱۳)$$

و

$$x_{min} \geq f_c - 4 MPa \qquad (۹-۱۰-۱۴)$$

در صورتی که هر دو رابطه اخیر، همزمان برقرار بودند در آن‌صورت بتن از نظر مقاومت، «قابل قبول» است. در غیر اینصورت، گام سوم مورد بررسی قرار می‌گیرد.

یادآوری می‌گردد که فقط هنگامی می‌باید گام دوم را کنترل کرد که بتن در گام اول«قابل قبول» شناخته نشده باشد.

گام سوم: روابط زیر باید کنترل شود:

$$x_{min} < f_c - 4 MPa \qquad (۹-۱۰-۱۵)$$

یا

$$x_m < f_c \qquad (۹-۱۰-۱۶)$$

در صورتی که هر دو یا یکی از روابط فوق برقرار باشد، بتن«غیر قابل قبول» شناخته می‌شود. در غیر این‌صورت، بتن«عدم پذیرش قطعی» شناخته می‌شود.

یادآوری می‌گردد که فقط هنگامی می‌باید گام سوم را کنترل کرد که بتن در گام‌های اول و دوم «قابل قبول» شناخته نشده باشد.

۹-۱۰-۸-۶ نحوه برخورد با بتن‌های «غیر قابل قبول از نظر مقاومت» (بتن‌های کم مقاومت) یا بتن‌های کم دوام

در صورتی‌که براساس آزمایش‌ها، مقاومت آزمونه‌های عمل آمده در آزمایشگاه، مطابق بند ۹-۱۰-۸-۵ معلوم شود که بتن بر رده مورد نظر منطبق نیست و از نظر مقاومت غیر قابل قبول است، باید تدابیری به شرح زیر برای حصول اطمینان از ظرفیت باربری ساختمان اتخاذ شود، اما در هر صورت مقاومت آزمونه‌ها نباید از مقدار ۱۶ مگاپاسکال کمتر باشد:

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

به عبارت دیگر، در صورتی‌که در بتن‌های با مقاومت کم، با به کارگیری تحلیل موجود ساختمان و بازنگری در طراحی اعضا بر مبنای مقاومت کمتر و مشخصات نهایی اجرا شده در ساختمان (مشخصات و نقشه‌های چون ساخت)، اعضای ساختمان دارای ظرفیت باربری مورد نیاز باشند، بتن از نظر تامین مقاومت سازه‌ای قابل قبول است. از جمله عواملی که ممکن است در پاره‌ای از موارد موجب شوند که این‌گونه بتن‌ها، علیرغم مقاومت کمتر، از نظر سازه‌ای قابل قبول واقع شوند عبارتست از:

۱-۱- هماهنگ‌سازی مقاطع و در نتیجه استفاده از مقاطع بزرگتر در برخی از نقاط ساختمان

۱-۲- به کارگیری میلگردهایی با سطح مقطع بیشتر از حد نیاز به دلیل مصرف تعداد صحیح میلگرد

۱-۳- استفاده از میلگردهای با قطرهای یکسان

انجام این بررسی بنا به درخواست مجری یا پیمانکار و تأیید دستگاه نظارت و با هزینه مجری یا پیمانکار صورت خواهد پذیرفت.

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

در این حالت، در صورت تأیید دستگاه نظارت می‌توان با تحلیل و طراحی مجدد و با فرض وجود بتن کم‌مقاومت در قسمت‌هایی از ساختمان، که احتمال مصرف بتن مزبور در آنجا داده می‌شود کنترل باربری ساختمان و مقاطع آن را انجام داد. در این مرحله، از نیروهای داخلی و لنگرهای هر عضو که در تحلیل مجدد ساختمان به دست آمده‌اند برای طراحی ساختمان استفاده می‌شود. در بند ۱ قبل ممکن است نیروهای داخلی و لنگرهای حداکثر موجود در یک عضو هماهنگ‌سازی شده و در طراحی به کار رفته باشند ولی در اینجا از نیروهای داخلی و لنگرهای ناشی از تحلیل مجدد در طراحی استفاده می‌کنند که با توجه به تغییر سختی بعضی از اعضا نسبت به تحلیل اولیه با یکدیگر متفاوت خواهند بود. لذا در این حالت احتمال پذیرش بتن از نظر سازه‌ای بیشتر از حالت قبل است.

۳. در صورتی که شرایط بندهای ۱و۲ فوق 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 می‌باید با روش «آزمایش مغزه‌های مته شده و تیرهای اره شده» مطابقت داشته باشند. برای قسمت‌هایی از ساختمان که نتایج آزمایش‌های آزمونه‌های عمل آمده در آزمایشگاه مربوط به آنها، شرایط پذیرش بتن مذکور در بند ۹-۱۰-۸-۵ را برآورده نکند باید سه مغزه تهیه و آزمایش شود.

برای تشخیص قسمت‌های مشکوک به وجود بتن با مقاومت کمتر، ابتدا می‌باید مدارک کارگاه شامل آزمایش‌های مصالح و گزارش‌های کارگاهی را مورد بررسی قرار داد و سپس با توجه به نتایج آزمایش‌های مقاومت فشاری بتن محل‌های مشکوک به مقاومت کم را به صورت تقریبی شناسایی کرد. اگر این منطقه گسترده و وسیع باشد می‌توان با انجام آزمایش‌های کم هزینه و غیرمخرب نظیر آزمایش‌های اولتراسونیک (فراصوت) نقاط ضعیف را با دقت بیشتری مشخص نمود در مرحله بعد در صورت تأیید دستگاه نظارت سه مغزه از ناحیه مشکوک تهیه می‌کنند. توصیه می‌شود که مغزه‌ها از نقاطی تهیه شوند که ضعف اساسی در عضو ایجاد نکند و تا حد امکان فاقد میلگرد باشد. آنگاه می‌باید

سروته مغزه‌ها را بریده و سپس آزمونه‌ها را طبق استاندارد کلاهک‌گذاری نمود. منظور از کلاهک‌گذاری آنست که سطح دو سر آزمونه‌ها را به طرق مختلف استاندارد از جمله با استفاده از گوگرد مذاب به صورت صاف و در عین حال عمود بر محور آزمونه در آوریم.

۴. اگر بتن در شرایط بهره برداری از ساختمان، خشک باشد می‌باید مغزه‌ها را به مدت هفت روز در هوای با دمای ۲۷-۱۶درجه سانتی گراد و رطوبت نسبی کمتر از ۶۰ درصد خشک کرده و سپس مورد آزمایش قرار داد. اگر بتن در شرایط بهره‌برداری از ساختمان مرطوب یا غرقاب باشد می‌باید مغزه‌ها را به مدت حداقل ۴۰ ساعت در آب غوطه‌ور کرده و سپس به‌صورت مرطوب مورد آزمایش قرار داد.

نتایج آزمایش مقاومت مغزه‌ها، به صورت خشک یا مرطوب را می‌باید به مقاومت آزمونه استوانه‌ای استاندارد تبدیل کرد. برای این منظور می‌توان از جداول مذکور در فصل پنجم استفاده نمود. همچنین می‌باید ضرایب تصحیح ناشی از قائم یا افقی بودن محل مغزه گرفته شده و نیز ناشی از وجود آماتور احتمالی را به نتایج به دست آمده اعمال نمود.

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

برای مقایسه مقاومت فشاری متوسط مغزه‌ها با مقاومت مشخصه بتن می‌باید از نتایج تصحیح شده مقاومت مغزه‌ها استفاده کرد. بدین منظور می‌توان نتایج مقاومت بتن اعضا و قطعات سازه‌ای را با ۰/۸۵ برابر مقاومت مشخصه مقایسه نمود، زیرا در عملیات بتن‌ریزی، تراکم، عمل‌آوری، مراقبت و محافظت بتن در کارگاه کاستی‌هایی در مقایسه با شرایط تهیه نمونه‌های عمل آمده در آزمایشگاه وجود خواهد داشت.

در صورتی که ساختمان یا عضو مورد نظر از اهمیت و حساسیت ویژه‌ای برخوردار باشد و یا این که دستگاه نظارت در انتخاب نقاط مشکوک یا مراحل تهیه و آزمایش مغزه‌ها شک نماید، تکرار مغزه‌گیری توصیه می‌گردد. اگر در این مرحله، ضوابط مورد نظر برآورده شوند، بتن از نقطه نظر تامین مقاومت قابل قبول تلقی می‌گردد و نیاز به محاسبات اضافی مانند بندهای ۱و۲ فوق وجود ندارد.

۶. در صورتی که شرایط بند ۵ فوق برآورده نشوند و ظرفیت باربری ساختمان مورد تردید باقی بماند، می‌باید آزمایش بارگذاری مطابق استانداردهای مربوطه بر روی قسمت‌های مشکوک به عمل آید یا اقدامات مقتضی دیگری از جمله تقویت قطعه بتنی صورت گیرند.

بدین منظور درصورت تایید دستگاه نظارت می‌توان ظرفیت باربری عضو و ساختمان را با انجام آزمایش بارگذاری بر روی عضو خمشی مشکوک مورد بررسی قرار داد.

آزمایش بارگذاری می‌باید به گونه‌ای انجام گیرد که مشخص کند عضو مشکوک در زیر بارهای محتمل رفتار قابل قبولی از خود نشان می‌دهد یا خیر. این‌گونه آزمایش نمی‌تواند روشن نمایدکه بتن دارای مقاومت مطلوب و قابل قبول هست یا خیر.

طراحی محافظه‌کارانه، اجرای قطعات با ابعاد بیشتر، مصرف میلگرد با مقاومت بیشتر از مقاومت مشخصه، استفاده از میلگرد با مساحت مقطع بیشتر و قراردادن میلگردها به گونه‌ای که بتوانند لنگر بیشتری را تحمل نمایند، می‌تواند موجب آن شود که حتی با مصرف بتن کم‌مقاومت نیز عضو مورد نظر از نظر سازه‌ای و تحمل بار قابل قبول باشد.

از سوی دیگر، این امکان نیز وجود دارد که آزمایش بارگذاری با داشتن بتن قابل قبول و منطبق بر رده مورد نظر نیز جوابی مطلوب بدست ندهد. بنابراین تفکیک صحت طراحی، اجرای صحیح و مصرف مصالح منطبق با مشخصات استاندارد از یکدیگر، با آزمایش بارگذاری به سهولت امکان پذیر نمی‌باشد.

آزمایش بارگذاری می‌باید هر دو پارامتر مقاومت و سختی را مطابق با دستورالعمل‌های استاندارد دقیق اندازه‌گیری کند. هرگونه نتیجه‌گیری صرفاً براساس میزان تغییر شکل تیرها و ستونها، که فقط شاخصی از سختی عضو سازه‌ای است و مقاومت آن را در نظر نمی‌گیرد، مجاز نیست و کفایت سازه‌ای لازم را ندارد. اتخاذ تصمیم در مورد مقاوم‌سازی یا تخریب بتن می‌باید براساس مطالعات همه جانبه، شرایط ساختمان و تاثیر هر یک از روش‌ها بر روی ساختمان و اعضای سازه‌ای صورت پذیرد.

۷. در صورتی‌که هیچکدام از موارد فوق برای پذیرش بتن و یا اقداماتی که منجر به پذیرش بتن می-شود عملی نگردد، مقاوم‌سازی یا تخریب بتن فوق الزامی است.

از جمله اقدامات مقتضی دیگر در این خصوص آن است که اگر از مقاومت مغزه‌هایی که طبق بند ۵ فوق مورد پذیرش واقع نشده‌اند در محاسبات تحلیل مقطع (شبیه بندهای ۱و۲ فوق) استفاده گردد، می‌توان در خصوص قابل قبول بودن بتن در ساختمان اظهار نظر نمود. در این حالت با فرض این که

مقاومت بتن قطعه مورد نظر تحت ارزیابی قرار گرفته است می‌توان در ضرایب ایمنی بتن تجدید نظر کرد.

این امکان وجود دارد که با تغییر بارهای مرده قطعه (از طریق تغییر نقشه، تغییر مصالح و جزییات) بتوان بتن و ساختمان را قابل قبول اعلام نمود. با تغییر شرایط بهره‌برداری و در پی آن تغییر بار زنده نیز می‌توان بتن را مورد پذیرش قرار داد. در هر صورت این موارد می‌باید با نظر مساعد کارفرما و با مشورت دستگاه نظارت و طراح پروژه به دقت بررسی شوند. همچنین می‌باید توجه داشت که در بسیاری اوقات می‌توان با تقویت اعضا و اتصالات سازه‌ای بتنی با استفاده از مواد و روش‌های مناسب بتن را از نظر سازه‌ای به حد قابل قبول رساند.

تخریب بخشی‌هایی از ساختمان را معمولا می‌باید به عنوان آخرین راه حل مدنظر قرار داد. تخریب بخشی از ساختمان، علاوه بر هدر رفتن سرمایه‌های ملّی، می‌تواند آثار نامطلوبی را بر بخش‌های سالم و قابل قبول آن بر جای گذارد، لذا تخریب می‌باید طبق دستور دستگاه نظارت و با دقت تمام انجام گیرد و از اعمال ضربه برای تخریب بتن تا حد امکان خودداری شود.

همچنین می‌باید توجه داشت که اعمال ضربه برای تخریب بخشی از اعضای سازه‌ای بتنی با مقاومت کم می‌تواند موجب بروز اشکالات جدی در اعضای سازه‌ای چسبیده به آنها و ترک‌خوردگی و کاهش مقاومت و سختی آنها شود و لذا این امر مجاز نخواهد بود.

همچنین شایان ذکر است که تولید بتن‌های با مقاومت کم را می‌باید به عنوان یک پدیده نادر تلقی کرد و نباید به عنوان یک رویه رایج در کارگاه در آید. دستیابی به این هدف می‌تواند با استفاده از مصالح با کیفیت استاندارد، طرح مخلوط مناسب، استفاده از دستگاه‌ها و روش‌های استاندارد و به کارگیری نیروی انسانی ماهر حاصل شود.

۸. در صورتی که ضوابط لازم برای دستیابی به دوام پیش بینی شده بتن تامین نشود لازم است با به کارگیری روش‌های ترمیم بتن و یا استفاده از سیستم‌های حفاظتی بتن نفوذپذیری آن را کاهش داده و یا دوام آن را افزایش داد تا حداقل ضوابط دوام لازم برآورده شوند.

اگر در شرایط خصوصی پیمان یا مشخصات فنی خصوصی ضوابط دیگری نیز مطرح باشند رعایت آنها نیز الزامی است.

۹-۱۰-۸-۷ نحوه برخورد با بتن‌های«عدم پذیرش قطعی»

در صورتی که براساس بند ۹-۱۰-۸-۵ بتن «عدم پذیرش قطعی» تلقی گردد اگر ارزیابی در مرحله‌ای صورت می‌گیرد که امکان اصلاح وجود داشته باشد (مانند بررسی و پذیرش طرح اختلاط بتن) مهندس طراح ساختمان می‌تواند با انجام اصلاحات لازم بدون بررسی بیشتر بتن را قابل قبول تلقی نماید. در غیر این صورت می‌باید بتن را با مقاومت کم ارزیابی کرد، در این صورت انجام اقدامات مذکور در بند ۹-۱۰-۸-۶ الزامی است.

۹-۱۰-۸-۸ آزمونه‌های ارزیابی روش عمل آوردن و مراقبت بتن

۱. دستگاه نظارت می‌تواند برای کنترل کیفیت عمل آوردن و مراقبت بتن در ساختمان، انجام آزمایش‌های مقاومت بر روی آزمونه‌های عمل آمده و مراقبت شده در شرایط کارگاهی را درخواست کند.

۲. عمل آوردن آزمونه‌ها در کارگاه می‌باید مطابق استانداردهای معتبر بین المللی با عنوان «روش ساختن و عمل آوردن آزمونه‌های بتنی در کارگاه» باشد.

۳. در صورتی روش عمل آوردن و مراقبت بتن رضایت بخش تلقی می‌شود که مقاومت فشاری آزمونه‌های کارگاهی در سن مشخص شده برای مقاومت فشاری مشخصه، حداقل معادل ۰/۸۵ برابر مقاومت نظیر آزمونه‌های عمل آمده در آزمایشگاه یا به اندازه ۴ مگاپاسکال بیشتر از مقاومت فشاری مشخصه باشد. در غیر این‌صورت می‌باید اقداماتی برای بهبود روش‌های مزبور صورت گیرد. به منظور کنترل روش عمل‌آوری و مراقبت از بتن در شرایط واقعی کارگاهی، نمونه‌هایی در شرایط کارگاهی قرار گرفته، و نمونه‌های نظیر نیز در شرایط آزمایشگاهی قرار می‌گیرند.

۴. ضریب ۰/۸۵ فوق برای قضاوت در مورد کفایت عمل آوردن و محافظت بتن در شرایط کارگاهی منظور شده است و می‌توان آن را بیانگر اجرای خوب تلقی نمود. باید توجه داشت که این مقایسه بین مقاومت‌های اندازه گیری شده نمونه‌های کارگاهی و آزمایشگاهی صورت می‌پذیرد و نه بین مقاومت‌های نمونه‌های کارگاهی و مقاومت مشخصه بتن.

۵. همچنین در صورتی که مقاومت نمونه‌های کارگاهی به اندازه ۴ مگاپاسکال بیشتر از مقاومت مشخصه بتن باشد می‌توان نتایج نمونه‌های کارگاهی را از نظر روش عمل آوردن و محافظت بتن در کارگاه رضایت بخش تلقی کرد.

۶. نکته بسیار مهم در این خصوص آن است که نحوه عمل‌آوری نمونه‌های کارگاهی می‌باید واقعا نشان دهنده شرایط عمل آوری کارگاهی باشد و عمل آوری و مراقبتی اضافه بر شرایط کارگاهی بر روی آنها صورت نگیرد.

۹-۱۰-۸-۹ 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 (مذکور در بندهای ۹-۱۰-۸-۲ و ۹-۱۰-۸-۸) آزمونه‌هایی از بتن گرفته و در موعدهای مورد نظر تحت آزمایش قرار می‌دهند. این آزمونه‌ها را آزمونه‌های آگاهی می‌نامند. از جمله نمونه‌های آگاهی عبارتند از نمونه‌های با سنین ۳، ۷ و۴ روزه.

از جمله موارد استفاده آزمونه‌های آگاهی، تخمین و پیش بینی مقاومت ۲۸ روزه بتن از روی مقاومت آزمونه‌های آگاهی با سنین کمتر است. بدین منظور از جمله می‌توان از جدول ۹-۱۰-۲۴ (مذکور در بند ۹-۱۰-۸-۱۱) استفاده کرد. از جمله مزایای این امر آن است که در صورت بروز اشکال در مقاومت بتن، مدیران و مهندسان کارگاه و دستگاه نظارت می‌توانند در زمان‌های زودتر از این امر آگاهی یافته و هر چه زودتر از ادامه مشکل پیشگیری کرده و در جهت تصحیح و اصلاح امر اقدام کنند. بدین منظور ضروری است آزمایشگاه‌های فنی پروژه نتایج این آزمونه‌ها در اسرع وقت به مسئولان کارگاه و دستگاه نظارت تحویل دهند.

شایان ذکر است که نمونه‌های آگاهی می‌باید در شرایطی مشابه شرایط عضو اصلی، در محل، نگهداری و عمل آوری شوند.

۹-۱۰-۸-۱۰ تحلیل آماری نتایج نمونه‌های آزمایشگاهی

۱. در صورتی که توزیع نتایج مقاومت‌های بتن، نرمال فرض شود، آنگاه در صورت پذیرفته شدن بتن بر اساس گام‌های اول و دوم بند ۹-۱۰-۸-۵، احتمال پذیرفته شدن بتن‌هایی که عیب کلی آنها برابر با ۵ درصد باشد برابر با ۹۹-۹۵درصد خواهد بود، مشروط بر آنکه مقادیر انحراف استاندارد کلی تولید بتن در حدود ۷-۳ مگاپاسکال باشد.

۲. در صورت رعایت ضوابط مذکور در گام سوم بند ۹-۱۰-۸-۵ احتمال پذیرفته نشدن بتن‌هایی که عیب کلی آنها برابر با ۵ درصد باشد برابر با ۱/۶-۰/۴ درصد خواهد بود مشروط بر آنکه مقادیر انحراف استاندارد کلی تولید بتن در حدود ۷-۳ مگاپاسکال باشد.

۳. همانگونه که پیش از این نیز گفته شد مقصود از نتیجه آزمایش نمونه‌ها یا نمونه‌گیری، میانگین حداقل دو آزمونه همزاد و همزمان می‌باشد. معمولا این امکان وجود دارد که در تهیه بتن تازه، قالب گیری و تراکم، نگهداری و محافظت، مراقبت، حمل، عمل‌آوری و یا در انجام آزمایش تعیین مقاومت بتن، خطاهای عمده‌ای به اشکال مختلف بروز کند.

۴. از جمله دلایل قابل قبول برای بی اعتبار شمردن نتیجه آزمایش نمونه‌ها در مرحله پذیرش بتن، عدم یکنواختی بتن تازه، عدم تراکم صحیح بتن، نگهداری بتن در محیطی با دمای کمتر یا بیشتر از محدوده استاندارد به ویژه در روز اول عمر آن، فراهم ننمودن پوشش مانع تبخیر آب بر روی آزمونه‌ها در روز اول، بروز شوک‌های حرارتی و رطوبتی در بتن، اعمال ضربه به آزمونه در هنگام خارج کردن آن از قالب و نیز در هنگام حمل و نقل به ویژه در روزهای اول، عمل‌آوری دمایی یا رطوبتی بتن در شرایط غیراستاندارد، انجام آزمایش تعیین مقاومت فشاری بر روی آزمونه‌های با سطح ناصاف و غیرگونیا یا لب پریده می‌باشد.

۵. در صورتی که به هر دلیل، تعداد نمونه‌گیری‌های متوالی مطابق تعریف مذکور در بند ۹-۱۰-۸-۲ موجود نبود، از جمله هنگامی که فاصله بین دو نمونه‌گیری متوالی بیش از سه شبانه روز باشد، در آن صورت برای پذیرش بتن هر قسمت از ساختمان از لحاظ مقاومت می‌باید مقاومت هر یک از نمونه‌ها حداقل برابر با مقاومت مشخصه باشد.

۹-۱۰-۸-۱۱ ارزیابی بتن‌های ساخته شده با سایر انواع سیمان‌های پرتلند

۱. روند کسب مقاومت بتن‌هایی که با شرایط یکسان، ولی با انواع مختلف سیمان پرتلند ساخته می‌شوند یکسان نیست. ولی در عین حال، مقاومت ۹۰ روزه تمامی آنها با یکدیگر برابر بوده و مساوی ۱/۲ برابر مقاومت نمونه ۲۸ روزه‌ای است که با سیمان نوع یک ساخته شده است. در صورت استفاده از انواع سیمان‌های پرتلند استاندارد می‌توان با اجازه دستگاه نظارت، مقاومت‌های فشاری مشخصه مورد انتظار را با استفاده از جدول ۹-۱۰-۲۴ به دست آورد.

۲. در صورت مصرف انواع سیمان‌های پرتلند دیر سخت شونده و یا استفاده از سیمان‌های پرتلند پوزولانی استاندارد در بتن، باتوجه به دیرتر سخت شدن این نوع سیمان‌ها، می‌باید با انجام آزمایش‌های لازم بر روی سیمان مورد استفاده و کسب اطلاع از روند افزایش مقاومت آن، نسبت به سیمان نوع I، زمان انجام قالب برداری، باز کردن پایه‌های اطمینان، عمل‌آوری و هر آنچه که به مقاومت لازم در سنین مشخص مربوط است، به روش مناسب تصحیح گردد.

۹-۱۰-۲۴ تاثیر نوع سیمان و سن بتن بر روی مقاومت فشاری نسبی بتن

نوع سیمان	مقاومت فشاری (به صورت نسبی)			
	۱ روزه	۷ روزه	۲۸ روزه	۹۰ روزه
سیمان نوع I	۰/۳۰	۰/۶۶	۱/۰۰	۱/۲۰
سیمان نوع II	۰/۲۳	۰/۵۶	۰/۹۰	۱/۲۰
سیمان نوع III	۰/۵۷	۰/۷۹	۱/۱۰	۱/۲۰
سیمان نوع IV	۰/۱۷	۰/۴۳	۰/۷۵	۱/۲۰
سیمان نوع V	۰/۲۰	۰/۵۰	۰/۸۵	۱/۲۰

۳. به عنوان مثال در صورت ساخت بتن با سیمان پرتلند نوع II، می‌باید در روابط (۹-۱۰-۹) تا (۹-۱۰-۱۶) به جای f_c مقدار f_c ۰/۹ را قرار داده و نتایج مقاومت ۲۸ روزه نمونه‌ها را با آن سنجید. همچنین در بتن‌های ساخته شده با سیمان پرتلند نوع II، می‌باید مقاومت معیار هفت روزه را به جای f_c ۰/۶۶ مربوط به سیمان پرتلند نوع یک، برابر با f_c ۰/۵۶ در نظر گرفت.

۴. استفاده از مقاومت‌های نمونه‌ها در سنین ۱۱ و ۴۲ روزگی به جای ۷ و ۲۸ روزه در بتن‌های ساخته شده با سیمان‌های پرتلند نوع دو یا پنج مجاز نیست و فاقد وجاهت قانونی است.

۹-۱۰-۹ کنترل و بازرسی بتن و اجرای آن

به منظور اطمینان از انطباق خواص و کیفیت بتن و اجرای آن با استانداردها و ضوابط مقررات ملّی ساختمان، حداقل تواتر کنترل و بازرسی می‌باید مطابق جداول شماره ۹-۱۰-۲۵ و ۹-۱۰-۲۶ باشد.

جدول ۹-۱۰-۲۵ 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 آن که ویژگی-های مورد نظر در حاشیه ایمنی مناسب حاصل می شود	پیش از استفاده از هر مخلوط جدید، به شرط آنکه داده‌هایی براساس تجربیات بلند مدت در اختیار نباشد.
۲	میزان کلراید در مخلوط	محاسبه براساس کلراید موجود در مواد تشکیل دهنده بتن	حصول اطمینان از اینکه میزان کلراید از حد مجاز فراتر نمی‌رود	در ابتدای کار و در مواردی که میزان کلراید 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 در سنگدانه ریز	اندازه گیری به طور مداوم 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.
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 تهیه آزمونه برای آزمایش بتن سخت شده ۲.هنگام آزمایش تعیین میزان هوای بتن ۳.در موارد تردید براساس 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	آزمایش مقاومت فشاری آزمونه‌های قالب‌گیری شده	آزمایش مطابق استاندارد	ارزیابی مشخصه‌های مقاومت مخلوط	مطابق بند ۹-۱۰-۸-۲
۹	وزن مخصوص ظاهری بتن سخت شده سبک یا سنگین	آزمایش مطابق استاندارد	ارزیابی وزن مخصوص	به تعداد دفعات آزمایش مقاومت فشاری

جدول ۹-۱۰-۲۵ کنترل و بازرسی مشخصه‌های بتن (ادامه)

ردیف	نوع آزمایش	نوع بازرسی- آزمایش	هدف	زمان تکرار
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 مواد افزودنی بتن تازه	ثبت مقدار مواد افزودنی مصرف شده	کنترل مقدار مواد افزودنی	هر بار پیمانه و مخلوط کردن
۱۳	نسبت آب به سیمان بتن تازه	با تقسیم نمودن جمع ردیف های 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: ۱.اولین پیمانه و حداقل یکبار 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 برابر نفوذ آب	در ابتدای کار دوره‌های بعدی براساس توافق
۱۷	سایر مشخصه‌ها	مطابق با آیین نامه‌های مربوطه یا براساس توافق به عمل آمده	ارزیابی انطباق با مشخصه موردنیاز	براساس توافق به عمل آمده

جدول ۹-۱۰-۲۶

ردیف	شرح تجهیزات	نوع بازرسی آزمایش	هدف جدول	زمان تکرار
۱	دپوی مصالح سیلو و غیره	بازرسی عینی	حصول اطمینان از انطباق با موارد موردنیاز	یکبار در هفته
۲	تجهیزات مربوط به اندازه‌گیری	بازرسی عینی از نحوه کارکرد	حصول اطمینان از اینکه تجهیزات مربوط به اندازه‌گیری وزن به طور صحیح عمل می نماید.	روزانه
۳		آزمایش دقت اندازه‌گیری وزن	حصول اطمینان از دقت مورد نظر	۱- در مرحله نصب ۲- به طور متناوب بنا به تشخیص دستگاه 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 افزدونی در هر روز
۵		آزمایش دقت	اجتناب از توزیع غیر یکنواخت	۱- در مرحله نصب ۲- به طور ماهانه پس از نصب ۳- در موارد تردید و بنا به تشخیص دستگاه نظارت
۶	آب سنج	مقایسه مقدار واقعی یا مقدار قرائت شده روی درجه دستگاه اندازه گیری	حصول اطمینان از دقت مورد نظر	به شرح 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 اندازه گیری	حصول اطمینان از دقت مورد نظر	به شرح موارد ۱ و ۲ بالا در همین ستون
۸	سیستم پیمانه و مخلوط کردن	بازدید عینی	حصول اطمینان از دقت پیمانه کردن	به شرح موارد ۱ و ۲ بالا در همین ستون
۹		مقایسه جرم واقعی مواد تشکیل دهنده مخلوط با جرم مورد نظر بر اساس یک روش مناسب		روزانه
۱۰	وسایل آزمایش	آزمایش‌های لازم مطابق با استانداردها یا سایر مقررات	کنترل انطباق	برحسب نوع وسایل آزمایش به طور مرتب اما حداقلی سالی یکبار
۱۱	مخلوط کن (از جمله کامیون‌های مخلوط کن و حمل بتن)	بازدید عینی	کنترل فرسودگی تجهیزات مخلوط‌کن	ماهانه

۹-۱۱ ضوابط فولادگذاری

۹-۱۱-۱ بریدن میلگردها

میلگردها باید با وسایل مکانیکی بریده شوند. استفاده از روش‌های دیگر نیاز به تایید دستگاه نظارت دارد.

توضیح: ضوابط این فصل، شامل ضوابط اجرایی و محاسباتی میلگردهای سرد تابیده نمی‌شود.

۹-۱۱-۲ خم کردن میلگردها

۱) تمامی میلگردها باید به صورت سرد خم شوند.

۲) خم کردن میلگردها تا حد امکان باید به طور مکانیکی به وسیله ماشین مجهز به فلکهٔ خم‌کن و با یک عبور در سرعت ثابت انجام پذیرد، به طوری که قسمت خم شده دارای شعاع انحنای ثابتی باشد.

۳) برای خم کردن میلگردها باید از فلکه‌هایی استفاده شود که قطر آنها برای نوع فولاد مورد نظر مناسب باشد.

۴) سرعت خم کردن میلگردها باید متناسب با نوع فولاد و دمای محیط اختیار شود.

۵) در شرایطی که دمای محیط کار یا میلگردها از ۵- درجهٔ سلسیوس کمتر باشد، باید از خم کردن آنها خودداری شود.

۶) به طور کلی باز و بسته کردن خم‌ها به منظور شکل دادن مجدد به میلگردها مجاز نیست.

۷) خم کردن میلگردهایی که یک سرآنها در بتن قرار دارد، مجاز نیست.

۹-۱۱-۳ جایگذاری و بستن آرماتورها

۱) آرماتورها باید قبل از بتن‌ریزی مطابق نقشه‌های اجرایی در جای خود قرار گیرند و طوری بسته شوند که از جابجایی آنها خارج از محدودهٔ رواداری‌های داده شدهٔ مذکور در این بند جلوگیری شود.

۲) در مواردی که دستگاه نظارت محدودهٔ رواداری‌ها را مقرر نکرده باشد، میلگردها را باید با مراعات رواداری‌های جدول۹-۱۱-۱ جایگذاری کرد:

جدول ۹-۱۱-۱ رواداری‌های انحراف میلگردها

الف) حداکثر انحراف ضخامت پوشش بتن محافظ میلگردها	±۸ میلی‌متر
ب) انحراف موقعیت میلگردها با توجه به اندازهٔ ارتفاع مقطع اعضای میله‌ای خمشی، ضخامت دیوارها، یا کوچکترین بعد ستون‌ها:	
- تا ۲۰۰ میلی‌متر	±۸ میلیمتر
- بین ۲۰۰ تا ۶۰۰ میلی‌متر	±۱۲ میلیمتر
- ۶۰۰ میلی‌متر یا بیشتر	±۲۰ میلیمتر
پ) انحراف فاصلهٔ جانبی بین میلگردها	±۳۰ میلیمتر
- درانتهای ناپیوسته قطعات	±۲۰ میلیمتر
- در سایر موارد	±۵۰ میلیمتر

۳) مقدار حداکثر رواداری مذکور در بند ۲- الف فوق برای ضخامت پوشش بتن محافظ میلگردها تا جایی است که ضخامت مذکور از ۲/۳ مقدار تعیین شده کمتر نشود. در نقشه‌های اجرایی باید ضخامت پوشش بتن برای تمامی میلگردها از جمله خاموت‌ها مشخص شود.

۴) برای به هم بستن میلگردها و عناصر غیرسازه‌ای به آنها باید از مفتول‌ها یا اتصال دهنده‌ها و گیره‌های فولادی استفاده کرد. باید توجه داشت که انتهای برجسته سیم‌ها، اتصال دهنده‌ها و گیره‌ها در قشر بتن محافظ (پوشش) واقع نشود، مگر آنکه سطح بتن بخوبی در برابر عوامل مهاجم محیطی محافظت شود.

۵) استفاده از جوشکاری با قوس الکتریکی برای به‌هم بستن میلگردهای متقاطع فقط با رعایت ضوابط مذکور در مبحث دهم مقررات ملّی ساختمان و با تایید دستگاه نظارت مجاز می‌باشد. در این صورت جوش نباید باعث کاهش سطح مقطع میلگرد و ایجاد زدگی در آن شود.

۹-۱۱-۴ کاربرد توام انواع مختلف فولاد

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

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) بلا مانع است.

۹-۱۱-۵ رواداری‌ها

آرماتوربندی می‌باید به گونه‌ای صورت پذیرد که رواداری‌های مذکور در فصل دوازدهم برای قالب‌های بتن را برآورده سازد.

۹-۱۱-۶ نقشه‌ها و جزئیات لازم برای اجرای میلگردها

نقشه‌های اجرایی و کارگاهی آرماتوربندی می‌باید شامل موارد زیر باشد:

۱) قطر و تعداد و طول میلگردهای طولی

۲) قطر میلگردهای عرضی و فاصله بین آنها

۳) جزئیات و شعاع خم میلگردها، محل خم، و طول مستقیم پس از خم.

۴) جزئیات قلاب‌ها

۵) جزئیات، نوع، طول و محل وصله‌ها

۶) ضخامت پوشش بتن روی میلگردها

۷) قطر بزرگترین سنگدانهٔ قابل مصرف در بتن

۸) جدول میلگردها، شامل جزئیات قطعات میلگردها و وزن میلگرد مصرفی

۹) جزئیات لقمه‌ها و فاصله نگه‌دارها، برای تامین ضخامت پوشش بتن روی میلگردها

۱۰) جزئیات و نحوهٔ آرماتوربندی، شامل سیم‌های آرماتوربندی، قطعات مکانیکی و نظایر آنها.

۹-۱۲ ضوابط قالب بندی در بتن، لوله‌ها و مجراهای مدفون و درزهای بتن

۹-۱۲-۰ علائم اختصاری

P_{max} = فشار حدی بتن بر روی قالب، کیلونیوتن بر متر مربع

$V_۱$ = سرعت بتن‌ریزی، متر بر ثانیه

Δ_{max} = حداکثر تغییر شکل اعضای خمشی سازه قالب، میلیمتر

$P_۲$ = نیروی برکنش ناشی از بار باد وارد بر قالب، کیلونیوتن

α = ضریب انبساط حرارتی بتن، بر درجه سانتیگراد

۹-۱۲-۱ کلیات و تعاریف

۹-۱۲-۱-۱ قالب و قالب بندی

قالب، سازه‌ای موقّت وگاهی اوقات دائمی است که وظیفه آن تحمل بارهای ناشی از بتن و نیز ناشی از اجرای بتن تا هنگامی است که مقاومت بتن به جایی برسد که خود بتن و یا خود بتن و آرماتورهای موجود در آن بتوانند بارهای مزبور را تحمل کنند. سیستم قالب‌بندی شامل قالب، پشت‌بندها، وادارها، داربست‌بندی، قطعات اتصال و نظایر آنها می‌باشد.

بیش از ساخت و اجرای تمامی انواع قالب‌ها می‌باید نقشه‌ها، مشخصات فنی، و در صورت لزوم دفترچه محاسبات آنها را تهیه و به تایید مراجع ذیصلاح رسانید. میزان و جزئیات این امر، به شرایط و ویژگی‌های قالب، از جمله ابعاد، پیچیدگی، اهمیت، استفاده مجدد و نظایر آنها بستگی دارد.

تمامی قالب‌ها را می‌باید برای مقاومت و خدمت‌دهی طراحی کرد. پایداری سیستم سازه و نیز امکان کمانش اعضای سازه‌ای را می‌باید برای تمامی شرایط ممکن بررسی و کنترل کرد.

۹-۱۲-۱-۲ سیستم‌های سازه‌ای قالب‌های انواع اعضای سازه‌ای

۹-۱۲-۱-۲-۱ سیستم سازه‌ای قالب‌های دال‌ها

این سازه‌ها شامل صفحه رویه، پشت‌بندهای در دو امتداد متعامد یعنی تیرچه‌ها و تیرک‌ها، و پایه‌ها (شمع‌ها) می‌باشد.

۹-۱۲-۱-۲-۲ سیستم سازه‌ای قالب‌های دیوارها

این سازه‌ها شامل صفحه رویه، پشت‌بندهای قائم، پشت‌بندهای افقی، بولت‌ها و وادلرها می‌باشند.

۹-۱۲-۱-۲-۳ سیستم سازه‌ای قالب‌های ستون‌ها

این سازه‌ها شامل صفحه رویه و پشت‌بندهای سخت‌کننده آن و یوغ و یا صفحه رویه و پشت‌بندهای سخت‌کننده آن و اتصالات بین پشت‌بندهای سخت شده می‌باشد.

۹-۱۲-۱-۲-۴ سیستم سازه‌ای قالب‌های تیرها

این سازه‌ها شامل دو بخش سازه قالب کف تیر و سازه قالب دیوارهای تیر می‌باشد. سازه قالب کف تیر رفتاری مشابه قالب‌های دال‌ها و سازه قالب دیوارهای تیر رفتاری نظیر قالب‌های دیوارها دارد.

۹-۱۲-۱-۲-۵ سیستم سازه‌ای قالب‌های فونداسیون‌ها

این سازه‌ها شامل قالب‌های دیوارهای فونداسیون می‌شوند و رفتاری مشابه قالب‌های دیوارها دارند.

۹-۱۲-۱-۲-۶ سایر سیستم‌های سازه‌ای قالب‌ها

این سازه‌ها ممکن است ترکیبی از سیستم‌های سازه‌ای بندهای ۹-۱۲-۱-۲-۱ تا ۹-۱۲-۱-۲-۵ و یا یک سیستم سازه‌ای خاص باشد.

۹-۱۲-۱-۲-۷ داربست

سازه‌ای موقت است که برای نگهداری قالب در موقعیت مورد نظر، سکوهای کار و تحمل بارهای حین اجرا برپا می‌شود و شامل شمع بندی، پایه‌های قائم، صفحات افقی، بادبندها، زیرسری‌ها و نظایر آن می‌گردد.

۹-۱۲-۱-۳ عملکردهای قالب

۱) قالب باید بتن را در شکل مورد نظر در محدوده رواداری‌ها نگاه دارد، به سطح آن نمای دلخواه بدهد، و بارهای وارده را تا زمان سخت شدن و کسب مقاومت کافی تحمل کند.
۲) قالب باید در برابر نیروهای وارده به خوبی محاسبه شده و ایمنی لازم را داشته باشد.
۳) بتن را در برابر صدمات مکانیکی نیز حفظ کند.
۴) از کم شدن رطوبت بتن و نشت شیره آن جلوگیری نماید.
۵) عایقی مناسب در برابر سرما و گرمای محیط باشد.
۶) میلگردها و سایر اجزا و قطعاتی را که داخل بتن قرار می‌گیرند در محل مورد نظر نگاه دارد.
۷) در برابر نیروهای ناشی از لرزاندن و مرتعش ساختن بتن مقاومت کند و بدون آسیب رساندن به بتن از آن جدا شود.

۹-۱۲-۱-۴ رواداری‌ها

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

مبنای سنجش خطاهای احتمالی، نقاط و خطوطی است که در شروع کار ایجاد و تا پایان کار به نحوی 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 جدول۹-۱۲-۱ درج شده‌اند.

رواداری‌های فوق می‌باید در آرماتوربندی اعضای سازه‌ای، به ویژه ستون‌ها و دیوارها، نیز رعایت گردند. سیستم سازه‌ای را می‌باید به گونه‌ای طراحی و محاسبه و اجرا کرد که بتواند رواداری‌های مورد نظر را در عمل تعیین نماید.

جدول ۹-۱۲-۱ رواداری‌های ساختمان‌های بتنی متعارف

ردیف	شرح			رواداری	
۱	انحراف از امتداد قائم	الف	در لبه و سطح ستون‌ها، پایه‌ها، دیوارها، نبش‌ها و کنج‌ها	۶ میلی‌متر و 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 ۳ متر طول	
				حداکثر ۱۲ میلی‌متر در کل طول	
۲	انحراف سطوح با ترازهای مشخص شده در نقشه‌ها	الف	در سطح زیرین دال‌ها، سطح زیرین تیرها، نبش‌ها و کنج‌ها قبل از برچیدن حایل‌ها	۶ میلی‌متر در هر ۳ متر طول	
				۹ میلی‌متر در هر چشمه یا هر ۶ متر طول	
		ب	در نعل درگاه‌ها، زیرسری‌ها، جان پناه‌های 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 ۶ متر طول	۱۲ میلی‌متر	
			حداکثر در کل طول	۲۵ میلی‌متر	
۴	انحراف از اندازه و موقعیت بازشوهای واقع در کف و دیوار و غلاف ها			۶ ± میلی‌متر	
۵	اختلاف در ابعاد ستونها، مقطع عرضی ستون‌ها و تیرها و ضخامت دال‌ها و دیوارها	الف	در جهت نقصانی	۱۲ میلی‌متر	
		ب	در جهت اضافی		
۶	شالوده‌ها	الف	اختلاف اندازه‌های در پلان	نقصانی	۱۲ میلی‌متر
				اضافی	۵۰ میلی‌متر
		ب	جابه جایی یا خروج از مرکز	دو درصد عرض شالوده در امتداد طول مورد نظر مشروط بر آنکه 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	۱/۵ ± میلی‌متر
		ب	در پله‌های متوالی	کف پله	۳ ± میلی‌متر

۹-۱۲-۱-۵ مصالح مصرفی در قالب

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

انواع مصالح متداول مورد استفاده در قالبهای بتن عبارتند از:

چوب، فولاد، آلومینیوم، مواد پلیمری و مصالح بنایی.

چوب مصرفی در قالب‌ها شامل انواع تخته لایه (پلای وود)، چهارتراش، و نظایر آنها می‌شود. چوب مصرفی برای قالب باید صاف، بدون پیچ و تاب، سالم و بدون گره باشد. از مصرف چوب تازه برای قالب‌بندی باید خودداری شود. طراحی و محاسبهٔ قالب‌های چوبی بر اساس طراحی و محاسبهٔ ساختمان‌های چوبی موقت صورت می‌گیرد.

فولاد ممکن است به صورت گرم نورد شده و یا سرد خم شده در سازه‌های قالب به کار رود. در هریک از حالات می‌باید ضوابط طراحی ساختمان‌های گرم نورد شده یا سرد خم شده را به کار برد.

استفاده از آلومینیوم در سطوح در تماس با بتن، به ویژه در صفحات رویه ممنوع است، زیرا هم موجب خرابی قالب و هم موجب کاهش کیفیت بتن می‌شود.

دو نوع مواد پلیمری مصرفی در قالب‌های بتنی عبارتند از پلاستیک‌های سخت و پلاستیک‌های الیافی.

درصورتی که از مصالح بنایی به عنوان قالب استفاده می‌شود باید شرایطی را در اجرا فراهم آورد که از جذب آب بتن توسط مصالح بنایی، که موجب کاهش کیفیت بتن می‌گردد، جلوگیری شود.

۹-۱۲-۱-۶ اجرای قالب

۱) تعبیهٔ قالب برای اعضای بتنی با سطح فوقانی با شیب بیشتر از ۱:۱ الزامی است.

۲) پیش از آرماتوربندی می‌باید تا حد امکان رویهٔ قالب‌ها را نصب کرده و مواد رها ساز (روغن قالب) را روی قالب‌ها مالید.

۳) قطعات رویهٔ قالب‌ها را می‌باید به گونه‌ای در کنار هم قرار داده و جفت کرد که هدر رفتن شیرهٔ بتن ممکن نباشد.

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

۵) در مواردی که دسترسی به کف قالب‌ها دشوار یا غیر ممکن باشد، باید با تعبیه دریچه‌های بازدید و کفشوی قالب امکان تمیز کردن قالب پیش از بتن‌ریزی را فراهم کرد.

۶) درصورتیکه کیفیت سطح تمام شده، اهمیتی خاص داشته باشد، نباید از قطعات قالب صدمه دیده در مراحل قبلی استفاده کرد.

۷) مجموعه قالب‌بندی باید در تمامی مراحل پیش از بتن‌ریزی، ضمن و پس از آن به دقت زیر نظر باشد و به منظور حفظ مجموعه در محدودهٔ رواداری تعیین شده تنظیم شود.

۸) تعبیهٔ خیز اولیه برای تیرها و دال‌های با دهانهٔ بزرگ به گونه‌ای که بتواند تغییر شکل دراز مدت ناشی از بار مرده را جبران نماید، الزامی است.

۹-۱۲-۱-۷ پایه‌های اطمینان

۱) هنگام برداشتن قالب سطوح زیرین قطعات بتن آرمه باید پایه‌هایی را به عنوان پایه‌های اطمینان در زیر سطح باقی گذاشت تا از بروز تغییر شکل‌های تابع زمان جلوگیری شده و در عین حال تا کسب مقاومت کافی بتن، از بروز مشکلات مقاومتی و تغییر شکلی در ساختمان جلوگیری کند.

۲) پیش بینی پایه‌های اطمینان برای تیرهای با دهانهٔ بزرگتر از ۵ متر، تیرهای کنسول به طول بیشتر از دو و نیم متر، دال‌های با دهانهٔ بزرگتر از سه متر، و دال‌های کنسول، به طول بیشتر از یک و نیم متر اجباری است. تعداد پایه‌های اطمینان، فاصله بین آنها، و مشخصات آنها را می‌باید از طریق محاسبه و بر مبنای مقاومت کوتاه مدت بتن بدست آورد ولی در هر حال فاصله بین آنها نباید از سه متر بیشتر باشد.

۹-۱۲-۱-۸ قالب برای بتن‌ریزی در زیر آب

۱) 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 بر اثر نیروی ارشمیدس به اندازه جرم آب جابجا شده کاهش می‌یابد.

۲) در ناحیهٔ جزر و مد، قالب‌ها باید برای پایین ترین تراز آب طرح و محاسبه شوند.

۳) 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.

۴) قالب‌های زیر آبی را باید تا حد امکان در قطعات بزرگ و در بالای سطح آب ساخت و سپس در محل خود در زیر آب مستقر کرد.

۵) باید از به کار بردن بولت‌ها و کش‌های درونی در قالب که می‌تواند در کار بتن‌ریزی اختلال ایجاد کند، تا حد امکان پرهیز شود.

۶) قالب‌ها را می‌باید به دقت به یکدیگر متصل کرده و به ترتیبی در کنار مصالح و یا قسمت‌های ساخته شده قبلی قرار داد که دوغاب و ملات تحت تأثیر فشار از درزها خارج نشود.

۷) 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.

۹-۱۲-۱-۹ قالب‌برداری

۹-۱۲-۱-۹-۱ نحوهٔ قالب‌برداری

۱) قالب را باید هنگامی برداشت که بتن بتواند تنش‌های موثر را تحمل کند و تغییر شکل آن از تغییر شکل‌های پیش‌بینی شده تجاوز نکند.

۲) 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.

۳) عملیات قالب برداری 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 بهره برداری قطعات مخدوش نشود.

۴) درصورتیکه قالب برداری پیش از پایان دوره مراقبت بتن انجام پذیرد، باید تدابیری برای مراقبت پس از قالب برداری اتخاذ کرد.

۹-۱۲-۱-۹-۲ برداشتن پایه‌های اطمینان

۱) برای تیرهای با دهانهٔ 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 به گونه‌ای باشد که برداشتن قالب بدون جابجایی پایه‌های اطمینان میسر باشد و یا برداشتن قالب و زدن پایهٔ موقت، به صورت مرحله‌ای باشد.

۲) برای ساختمان‌های متشکل از دیوارها و دال‌های بتن آرمه، نظیر ساختمان‌هایی که با قالب‌های تونلی یا قالب‌واره‌های به ابعاد بزرگتر ساخته شوند، می‌توان برچیدن پایه‌های اطمینان و برپایی مجدد آنها را در دهانه‌های تا ده متر مجاز دانست مشروط بر آنکه 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. در این حالت نیز اجرای مرحله‌ای پایه اطمینان قالب الزامی است.

۳) بطور کلی در صورتیکه قطعهٔ مورد نظر جزئی از سیستمی پیوسته باشد، هنگامی می‌توان پایه‌های اطمینان را برداشت که تمامی قطعات مجاور آن هم بتن‌ریزی شده باشند و بتن مقاومت کافی را کسب کرده باشد. درصورتیکه تیر یا دال یکسره طراحی شده باشد، نمی‌توان پایه‌های اطمینان دهانه‌ای را برچید مگر آنکه دهانه‌های طرفین آن بتن‌ریزی شده باشند و بتن آن نیز مقاومت لازم را به دست آورده باشد.

۴) در صورت تکیه کردن مجموعه قالب‌بندی طبقهٔ فوقانی روی طبقهٔ تحتانی فقط هنگامی می‌توان طبقهٔ زیرین را برچید که بتن طبقهٔ بالا مقاومت لازم را بدست آورده باشد. این امر می‌باید مبتنی بر محاسبات سازه‌ای صورت پذیرد.

۵) توصیه می‌شود پایه‌های اطمینان همیشه در دو طبقهٔ متوالی وجود داشته باشند و تا حد امکان هر دو پایهٔ اطمینان نظیر در دو طبقه، بر روی هم و در امتدادی واحد قرار گیرند.

۶) برداشتن پایه‌های اطمینان باید بدون اعمال فشار و ضربه، به گونه‌ای باشد که بار به تدریج از روی آنها حذف شود.(در دهانه‌های بزرگ از وسط دهانه به سمت تکیه گاه‌ها و در کنسول‌ها از لبه به طرف تکیه‌گاه).

۷) برداشتن بار از روی پایه‌های اطمینان در دهانه‌های بزرگ و قطعاتی که نقش سازه‌ای حساسی دارند، باید با وسائل قابل کنترل انجام پذیرد به گونه‌ای که درصورت لزوم در هر لحظه بتوان باربرداری از روی پایه‌ها را متوقف کرد.

۹-۱۲-۱-۱۰ زمان قالب‌برداری

الف) درصورتیکه زمان قالب‌برداری در طرح تعیین و تصریح نشده باشد باید زمان‌های داده شده در جدول ۹-۱۱-۲ را بعنوان حداقل زمان لازم برای برچیدن قالب‌ها و پایه‌ها ملاک قرار داد.

جدول ۹-۱۲-۲ حداقل زمان لازم برای قالب‌برداری

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

زمان‌های داده شده با رعایت نکات مشروحه زیر معتبرند:

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

۲) درصورتیکه ضمن سخت شدن بتن دمای محیط به کمتر از صفر درجهٔ سلسیوس تنزل کند زمان‌های داده شده را باید با توجه به شرایط بند ۹-۸-۴ اصلاح کرد.

۳) در صورت استفاده از سیمان پرتلند نوع سه یا مواد زود سخت‌کننده یا عمل‌آوری با بخار می‌توان زمان‌های داده شده را کاهش داد.

۴) درصورت استفاده از سیمان یا مواد دیر سخت شونده نظیر سیمان پرتلند نوع پنج یا سیمان‌هایی که روند کسب مقاومت مشابه دارند، باید زمان‌های داده شده را افزایش داد.

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

۶) درصورتیکه 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 ۹-۱۲-۲ 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 مشخصه باشد، می‌توان قالب‌های سطوح زیرین را برداشت ولی برچیدن پایه‌های اطمینان فقط در صورتی مجاز است که علاوه بر مراعات تمامی محدودیت‌ها، بتن به مقاومت بیست و هشت روزهٔ مورد نظر رسیده باشد.

۹-۱۲-۱-۱۱ روش‌های طراحی قالب‌ها

قالب‌ها را از انواع مواد و مصالح می‌سازند. در یک سیستم قالب‌بندی ممکن است در عین حال از چند نوع مصالح نیز استفاده کرد.

گاهی اوقات، بویژه در ساختمان‌های بتن آرمه، ممکن است از سازهٔ اجرا شدهٔ طبقات زیرین بعنوان بخشی از سیستم قالب‌بندی نیز استفاده کرد.

اعضای چوبی سیستم قالب‌بندی را معمولاً به روش تنش مجاز، با استفاده از ضوابط طراحی ساختمان‌های چوبی، طراحی می‌کنند.

طراحی سایر اعضای سیستم قالب‌بندی که با فولاد، آلومینیوم، مواد پلیمری، یا بتن ساخته می‌شوند بر اساس آیین نامه‌ها و مقررات و ضوابط مربوطه صورت می‌گیرد.

۹-۱۲-۱-۱۲ بارهای وارد بر قالب‌های بتن

بارهای وارد بر قالب‌های بتن به پنج بخش اصلی تقسیم‌بندی می‌شوند:

۱. بارهای قائم

۲. بارهای جانبی ناشی از فشار رانشی بتن تازه
۳. بارهای افقی
۴. بارهای ویژه
۵. بارهای ناشی از پس‌کشیدگی

قالب‌ها را می‌باید به گونه‌ای طراحی کرد که بتوانند بارهای وارده را پیش از آنکه سازهٔ بتنی مقاومت کافی را بدست آورد، با ایمنی مناسبی تحمل کنند.

۹-۱۲-۱-۱۳ سیستم‌های سازه‌ای قالب‌های انواع اعضای بتنی

۹-۱۲-۱-۱۳-۱ سیستم سازه‌ای قالب‌های دال‌ها

بارهای قائم وارد بر این قالب‌ها مستقیماً بر صفحهٔ رویهٔ قالب وارد می‌آید. این بارهای وارده از طریق صفحهٔ رویه به تیرچه‌ها، و از طریق تیرچه‌ها به تیرک‌ها، و از طریق تیرک‌ها به پایه‌ها (شمع‌ها) منتقل می‌گردند.

۹-۱۲-۱-۱۳-۲ سیستم سازه‌ای قالب‌های دیوارها

در این قالب‌ها، فشار رانشی بتن تازه بر صفحهٔ رویهٔ قالب وارد می‌آید. نیروی ناشی از این فشار از طریق صفحهٔ رویه به پشت بندهای قائم، و از طریق پشت بندهای قائم به پشت بندهای افقی به عضو کششی‌ای که بولت نامیده می‌شود منتقل می‌گردد. وادارها نیروی ناشی از بار باد و نیز ناشی از ضربه‌ها و نیروهای حین کار را تحمل می‌کنند.

۹-۱۲-۱-۱۳-۳ سیستم سازه‌ای قالب‌های ستون‌ها

در این نوع قالب‌ها، فشار رانشی بتن تازه بر صفحهٔ رویهٔ قالب وارد می‌آید. این نیروها به پشت بندهای قالب منتقل می‌شوند. نیروهای ناشی از رانش بتن تازه موجب ایجاد نیروی کششی در یوغ‌ها می‌گردد. وادارها نیروی ناشی از بار باد و نیز ناشی از ضربه‌ها و نیروهای حین کار را تحمل می‌کنند.

۹-۱۲-۱-۱۴ اسناد و مدارک فنی قالب‌های بتن

جزئیات و ضوابط اسناد و مدارک فنی قالب‌های بتن (نقشه‌ها، مشخصات فنی، دفترچهٔ محاسبات، و نظایر آنها) می‌باید مبتنی بر اصول کلی مهندسی ساختمان و بتن و نیز آیین‌نامه‌ها و مقررات ملّی مربوطه باشند.

اسناد و مدارک فنی قالب‌ها می‌باید از جمله شامل موارد زیر باشد:

۱. نوع مصالح مصرفی در قالب
۲. ابعاد و اندازه‌های اعضا
۳. جزئیات اتصالات اعضا
۴. مرجع محاسبات
۵. بارهای و روشهای طراحی و ضرایب اطمینان
۶. جزئیات دقیق روش اجرای کار و توالی مراحل کار، هم در قالب‌بندی و هم در قالب‌برداری
۷. جزئیات تاثیر روش اجرای کار و توالی مراحل اجرای کار بر بارهای طراحی و محاسبات سازهٔ قالب
۸. جزئیات مهارهای افقی، بست‌ها و قیدها و سیستم تامین صلبیت جانبی سازهٔ قالب
۹. جزئیات روش آب‌بندی اجزای قالب به منظور جلوگیری از خروج شیرهٔ بتن از قالب
۱۰. جزئیات روش‌های به کار برده شده برای تامین آب‌بندی سازهٔ بتن آرمهٔ در حال اجرا در هنگام بهره برداری، از جمله واتراستاپ‌ها، تیرهای زیرسری، و نظایر آنها
۱۱. جزئیات سوراخ‌های تعبیه شده در قالب برای خروج آشغال و آب حاصل از شستشوی قالب پیش از بتن‌ریزی و نیز برای بازرسی احتمالی داخل قالب
۱۲. جزئیات درزهای اجرایی و قطعات لازم برای اجرای درز به شکل‌های خاص، به منظور تامین پیوستگی مناسب بین بتن‌های دو طرف درز
۱۳. جزئیات اجرا و محل قرارگیری لوله‌ها و مجراهای مدفون در بتن، از جمله لوله‌ها و مجراهای آب، فاضلاب، بخار، برق، گاز و نظایر آنها. شایان ذکر است که این جزئیات می‌باید با رعایت ملاحظات سازه‌ای، تاسیساتی و تمامی موارد ذیربط و مبتنی بر آیین‌نامه‌ها و مقررات ملّی ساختمان در زمینه‌های مربوط تهیه گردد. همچنین رعایت ضوابط دوام در خصوص لوله‌ها و مجراهای مزبور و هرگونه قطعهٔ فلزی احتمالی مدفون در بتن الزامی است.
۱۴. جزئیات سوراخ‌های زهکش برای خروج آب پشت دیوار، در قالب‌های دیوارهای حایل و نظایر آنها.
۱۵. جزئیات سوراخ‌های احتمالی کارگذاشته شده برای پمپاژ بتن و ورود ویبراتور به درون قالب
۱۶. جزئیات نوع ویبراتورهای خارجی یا قالب‌های بدنه، در صورت استفاده و محل و جزئیات نصب آنها بر روی قالب

۱۷. جزئیات تامین شرایط برای جلوگیری از سقوط آزاد بتن در ارتفاع بیش از ۱/۲ m
۱۸. جزئیات روش تنظیم و جانمایی قالب در محل خود
۱۹. جزئیات سکوی کار و سایر سکوهای ویژهٔ نصب و برپایی قالب
۲۰. جزئیات خاص قالب‌های ویژه، نظیر قالب‌های بالا رونده، قالب‌های لغزنده، قالب‌های تونلی (قالب‌های یکپارچه دال و دیوار)، قالب‌های تونل‌ها، قالب‌های پل‌ها، و سایر انواع قالب‌های ویژه.

۹-۱۲-۱-۱۵ حداکثر تغییر شکل مجاز اعضای خمشی

اعضای خمشی قالب‌ها، از جمله صفحات رویه و پشت بندهای متعامد قالب‌های دیوارها و دال‌ها، عموماً به صورت تیرهای یکسره رفتار می‌کنند. حداکثر مقدار تغییر شکل مجاز اعضای خمشی، بسته به اهمیت ساختمان می‌باید بر اساس ضوابط آیین‌نامه‌ها و مقررات ملّی مربوطه در نظر گرفته شود. در عین حال، هنگامی که نمای عضو یا صلبیت آن مهم باشد، مقدار زیر می‌تواند به عنوان یک معیار مناسب برای حداکثر تغییر شکل اعضای خمشی ساختمان قالب در نظر گرفته شود:

$$\Delta_{max} = \min(\frac{\ell}{۳۶۰}, ۱/۵mm) \qquad (۱-۱۲-۹)$$

در عبارت اخیر، l نشان دهنده طول هریک از دهانه‌های آزاد قالب، و نه طول کل عضو سازه‌ای، است.

درصورتیکه نمای عضو و یا صلبیت آن از اهمیت زیادی برخوردار نباشد، معیار زیر برای حداکثر مقدار Δ_{max} مناسب است:

$$\Delta_{max} = \min(\frac{\ell}{۲۷۰}, ۳mm) \qquad (۲-۱۲-۹)$$

۹-۱۲-۱-۱۶ بارهای قائم وارد بر قالب‌ها

قالب دال‌ها و قالب کف تیرها را برای بارهای قائم وارد بر قالب طراحی می‌کنند.

بارهای قائم عمدتاً ناشی از موارد زیر می‌باشند:

۱. وزن قالب و ملحقات و قطعات اتصال آن

۲. وزن بتن تازه ریخته شده
۳. وزن آرماتوربندی و سایر اقلام کار گذاشته شده در داخل بتن
۴. وزن ناشی از اجرای کار در هنگام آرماتوربندی، بتن‌ریزی، عمل‌آوری و نظایر آنها، که عبارتند از:
الف) وزن کارگران و پرسنل
ب) وزن ابزار و وسایل و تجهیزات، از جمله دستگاه ویبراتور و نظایر آن
پ) وزن گذرگاه‌ها و سکوهای کار
ت) وزن مواد و مصالح انبار شده بر روی قالب
ث) بار قائم ناشی از اجرای عملیات بتن‌ریزی
ج) بارهای موقت ناشی از انبار کردن مصالح، اعم از در حین کار یا سایر زمان‌ها
چ) بارهای ناشی از فشار رو به بالای باد
ح)در ساختمان‌های چند طبقه، بارهایی که از اتمام یا بخشی از طبقات فوقانی بر قالب‌ها وارد می‌شود را نیز می‌باید در طراحی قالب‌ها به حساب آورد.

۹-۱۲-۱-۱۶-۱ انواع بارهای قائم

بطور کلی بارهای قائم شامل دو بخش اصلی زیر می‌شوند:

۱. بارهای مرده، که شامل وزن قالب به علاوه وزن بتن تازهٔ ریخته شده و وزن آرماتور درون آن می‌شوند.
۲. بارهای زنده، که شامل وزن کارگران، وسایل و تجهیزات، مواد و مصالح انبار شده، عبورگاه کارگران وسایل و تجهیزات و ضربات ناشی از اجرای کار و ویبره بتن و نظایر آنها می‌شوند.

در ساختمان‌های چند طبقه، که ممکن است بارهای ناشی از طبقات فوقانی نیز به طبقات پایین وارد شوند، این بارها را باید در محاسبات سیستم شمع‌بندی و داربست‌ها و پایه‌های اطمینان طبقات پایین، متناسب و منطبق بر شرایط کار، در نظر گرفت.

بارهای زنده طراحی وارد بر قالب‌ها را نباید کمتر از ۲/۴ kN/m^2 وارد بر تصویر سطح افقی در نظر گرفت. همچنین در صورتی که از وسایل حمل ماشینی بتن استفاده می‌شود نباید این مقدار را کمتر از ۳/۶ kN/m^2 در نظر گرفت.

مجموعه بارهای مرده و زنده طراحی را نباید کمتر از kN/m^2 ۴/۸ و درصورت استفاده از وسائل حمل ماشینی بتن نباید کمتر از kN/m^2 ۶ در نظر گرفت.

وزن مخصوص بتن تازهٔ با وزن متعارف را می‌توان برابر با kN/m^3 ۲۴ (برای بتن بدون آرماتور) و kN/m^3 ۲۵ (برای بتن با آرماتور) در نظر گرفت.

۹-۱۲-۱-۱۷ نیـــروی برکنش ناشی از باد بر قالب‌های افقی بتن، بر اساس مبحـــث ششم مقررات ملّی ساختمان

در قالب‌های افقی نظیر قالب‌های دال افقی و نظایر آن، نیروی بر کنش وارد بر قالب‌ها (P_2) را می‌توان بر اساس مبحث ششم مقررات ملّی ساختمان (بارهای وارد بر ساختمان) بدست آورد. نیروی برکنش از جمله نیروهای قائم وارد بر قالب محسوب می‌شود.

شایان ذکر است که نیروی باد در راستای قائم و در جهت از پایین به بالا بر قالب وارد می‌آید. همچنین در صورتیکه این نیرو اثر کاهنده بر روی بارهای ثقلی مرده و زنده داشته باشد نباید آن را در نظر گرفت.

نیروهای برکنش، بویژه از نظر طراحی اتصال پایه‌های قالب‌های قائم و دوختن آنها به زمین یا کف و نیز به خود قالب بسیار مهم است. برای طراحی بدین منظور می‌باید شرایط قالب را پیش از اجرا، یعنی پیش از وارد آمدن بارهای حین اجرا و وزن کارگران و بتن دال و نظایر آنها، در نظر گرفت.

۹-۱۲-۱-۱۸ در محاسبه بارهای جانبی ناشی از فشار رانشی بتن تازه، پیش از گیرش آن، بتن را به عنوان یک مایع در نظر می‌گیرند لذا نیروی ناشی از رانش بتن تازه عموماً همانند فشار هیدرواستاتیکی مایعات به دست می‌آید. وزن مخصوص بتن تازه با سنگدانه‌های با وزن مخصوص متعارف را می‌توان برابر با kN/m^3 ۲۴ در نظر گرفت. که لازم نیست فشار حاصل از فرض فوق از مقادیرحدی بدست آمده در بند ۹-۱۲-۱-۱۸-۲ بیشتر در نظر گرفته شود.

۹-۱۲-۱-۱۸-۱ پارامترهای موثر بر بارهای جانبی وارد بر قالب‌های بتن

بارهای جانبی ناشی از رانش بتن تازه، اساساً بر قالب‌های ستون‌ها، دیوارها، دیوارهای طرفین قالب‌های فونداسیون‌ها، و دیوارهای طرفین قالب‌های تیرها وارد می‌آیند. این بارهای جانبی عمدتاً ناشی از موارد زیر می‌باشند:

۱. بارهای ناشی از رانش بتن تازه
۲. بارهای ناشی از فشار و مکش حاصل از بار باد
۳. بارهای ناشی از تغییرات دما

عوامل موثر بر بارهای جانبی ناشی از فشار رانشی بتن تازه، که بر قالب‌ها وارد می‌شوند، عبارتند از:
۱. سرعت بتن‌ریزی ($V_۱$)
۲. دمای بتن تازه (T_c)
۳. ارتفاع بتن ریزی (H)

در خصوص موارد فوق، نکات زیر را می‌توان بیان کرد:
۱. منظور از سرعت بتن ریزی $V_۱$، مقدار ارتفاع بتنی است که در واحد زمان ریخته می‌شود و واحد آن معمولا m/h است.
۲. دمای بتن‌ریزی در حدود $^\circ C$ ۵-۴۰ فرض شده است.

۹-۱۲-۱-۱۸-۲ محاسبه بارهای جانبی ناشی از فشار رانشی بتن تازه، وارد بر قالب‌های دیوارهای بتنی

فشار رانشی بتن تازه برای دیوارها و ستون‌ها طبق روابط ۹-۱۲-۱ و ۹-۱۲-۲ محاسبه می‌گردد:

الف) دیوارها

$$\begin{aligned} &V_۱ < ۲ m/h && P_m = ۷/۲ + \frac{۸۰۰V_۱}{T_c + ۱۸}(kN/m^۲) \\ &۲ \le V_۱ \le ۳ m/h && P_m = ۷/۲ + \frac{۱۲۰۰}{T_c + ۱۸} + \frac{۲۵۰V_۱}{T_c + ۱۸}(kN/m^۲) \\ &V_۱ > ۳ m/h && P_m = ۲۴H \\ &۳۰ \le P_m \le ۱۰۰ (kN/m^۲) \end{aligned} \qquad (۹-۱۲-۱)$$

ب) ستون‌ها

$$P_m = ۷/۲ + \frac{۸۰۰V_۱}{T_c + ۱۸}(kN/m^۲) \qquad (۹-۱۲-۲)$$

$$۳۰ \le P_m \le ۱۵۰ (kN/m^۲)$$

۹-۱۲-۱-۱۹ لوله‌ها و مجراهای مدفون در بتن

۹-۱۲-۱-۱۹-۱ کلیات

۱) مدفون کردن لوله‌ها و مجراهای آب و فاضلاب، بخار و گاز در بتن تیرها و ستون‌ها و در امتداد محور آنها، یا در بتن قطعات صفحه‌ای و به موازات میان صفحه آنها جز در موارد مندرج در این فصل ممنوع است.

۲) از عبور دادن لوله‌ها و مجراهای مذکور عمود بر امتدادهای ذکر شده باید تا حد امکان احتراز کرد. در صورت ضرورت باید اطراف لوله‌ها و مجراها را به نحوی مناسب تقویت کرد.

۳) در مناطقی که بارندگی مستمر ندارند، می‌توان برای ساختمان‌های تا سه طبقه، ناودان را در داخل بتن ستون دفن کرد مشروط بر اینکه در انجام محاسبات ساختمان، فضای اشغال شده توسط ناودان، خالی در نظر گرفته شود.

۴) عبوردادن لوله‌ها و مجراها از داخل فضای خالی تیرها و ستون‌های با مقطع مجوف مشروط براینکه قابل بازدید و قابل تعویض باشند، بلامانع است.

۵) لوله‌ها و مجراهای آلومینیمی نباید در قطعات بتنی دفن شوند مگر آنکه به طرزی موثر روکش شده باشند به‌طوری که ترکیب شیمیایی میان بتن و آلومینیم و نیز فعل و انفعال الکتروشیمیایی بین آلومینیم و فولاد امکان پذیر نباشد.

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 تعبیهٔ سوراخ‌ها در زمان قالب‌بندی و بتن ریزی پیش بینی نشده باشد، سوراخ کردن دال یا دیوار فقط با استفاده از وسایل مناسب و مصوب دستگاه نظارت مجاز است.

۷) قرار دادن لوله‌های پلاستیکی داخل ستون‌ها و دیوارها برای عبور میل مهارهای قالب به شرط پرکردن آنها با ملات ماسه سیمان پس از قالب‌برداری، مجاز است. در صورتی‌که تعداد و قطر این لوله‌ها در حدی باشد که هیچ یک از مقاطع بتن بیشتر از ۳٪ تقلیل نیابد، می‌توان از پرکردن آنها صرفنظر کرد.

۸) درستون‌ها، سطح اشغال شده توسط لوله‌ها و مجراهایی که همراه بست‌های خود در بتن ستون دفن می‌شوند نباید از ۳٪ سطح مقطعی که محاسبهٔ مقاومت قطعه برآن اساس بوده یا برای مقابله با اثر آتش‌سوزی مورد نیاز است بیشتر باشد. به‌علاوه این گونه لوله‌ها و مجراها باید در حوالی محور طولی قرار گیرند.

در هر حال، عملکرد قطعه نباید با خدشهٔ قابل ملاحظه‌ای مواجه شود. در صورت برآورده نشدن شروط فوق باید اثر مجراها را در مقاومت ستون‌ها منظور کرد.

۹) لوله‌ها و مجراهای مدفون در بتن دال‌ها، تیرها و دیوارها، به جز در مواردی که نقشه‌های آنها به تصویب مهندس طراح رسیده باشند، باید با هردوی ضوابط زیر مطابقت داشته باشند:

الف) ابعاد بیرونی آنها نباید از $^{1}/_{3}$ ضخامت کل قطعهٔ مورد نظر بیشتر باشد.

ب) فاصلهٔ مرکز تا مرکز هر دو لوله یا مجرای مجاور نباید از ۳ برابر قطر آنها کمتر باشد.

۹-۱۲-۲ درزهای بتن

۹-۱۲-۲-۱ درزهای اجرایی

تعداد درزهای اجرایی باید در کمترین حد لازم برای انجام کار انتخاب شود.

در تعیین موقعیت درزهای اجرایی باید دقت کافی به عمل آید. شکل 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.

۹-۱۲-۲-۱-۱ در درزهای اجرایی باید سطح بتن را تمیز کرد و دوغاب خشک شده را از روی آن زدود.

۹-۱۲-۲-۱-۲ درزهای اجرایی را باید در مقاطعی پیش‌بینی‌کرد که در آنها نیروهای داخلی و به ویژه نیروهای برشی کمترین مقدار را دارند. در صورت لزوم برای انتقال نیروهای برشی و سایر نیروهای داخلی، در محل درزهای اجرایی باید پیش‌بینی‌های لازم به عمل آید.

۹-۱۲-۲-۱-۳ برای تأمین پیوستگی بتن در محل درزهای اجرایی باید سطح بتن قبلی را خشن ساخت و سپس لایه بعد را ریخت.

۹-۱۲-۲-۱-۴ باید تمامی سطوح درزهای اجرایی را قبل‌از بتن‌ریزی جدید به صورت اشباع با سطح خشک در آورد.

۹-۱۲-۲-۱-۵ درزهای اجرایی نباید بدون شکل باشند بلکه باید امتدادی عمود بر امتداد تنش‌های عمود بر سطح داشته باشند. از ایجاد درزهای بزرگ اجرایی باید خودداری کرد و درزهای لازم را به صورت پلکانی یا سطوح شکسته در نظر گرفت.

۹-۱۲-۲-۱-۶ ایجاد درزهای اجرایی قائم باید با قالب‌های مناسب انجام شود.

۹-۱۲-۲-۱-۷ 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 ۹-۱۲-۲-۱-۲ اولویت دارد.

۹-۱۲-۲-۱-۸ تیرها یا دال‌های متکی بر ستون‌ها یا دیوارها را تا زمانی‌که این اعضای قائم حالت خمیری دارند، نباید بتن‌ریزی کرد.

۹-۱۲-۲-۱-۹ بتن تیرها و سر ستون‌ها را باید به صورت یکپارچه با بتن دال ریخت ، مگر آن‌که خلاف آن در نقشه‌ها یا دفترچه مشخصات تصریح شده باشد.

۹-۱۲-۲-۲ درزهای‌انبساط

در ساختمان‌هایی که طول یا عرض آنها زیاد باشد، لازم است با تعبیه درز انبساط امکان آزاد شدن تغییر شکل‌ها فراهم شود. فاصله بین دو درز متوالی (طول یا عرض ساختمان بین دو درز) در مناطق خشک ۲۵ متر، در مناطق معتدل ۳۵ متر و در مناطق مرطوب ۵۰ متر در نظر گرفته می‌شود.

در صورت عدم امکان پیش بینی درز انبساط لازم است اثر تغییر شکل‌های حرارتی یا جمع‌شدگی بتن در تحلیل سازه منظور شود. عرض درز انبساط متناسب به تغییر شکل اجزای سازه‌ای از رابطه (۹-۱۲-۳) محاسبه می‌شود.

$$\Delta L = \alpha L \Delta T \qquad (۹-۱۲-۳)$$

در این رابطه، α برابر با $۱۰\times۱۰^{-۶}\ {}^{1}/_{C}$ در نظر گرفته می‌شود. مقدار ΔT بر حسب تغییرات درجه حرارت در هر منطقه اختیار می‌شود. در صورتی که آمار قابل قبول مورد نیاز برای ΔT

وجود نداشته باشد آن را برابر با ۶۰ درجه سلسیوس بر حسب حداقل $30\ ^{\circ}C$- و حداکثر $30\ ^{\circ}C$+، در نظر گرفته می‌شود. این مقدار لازم است ضوابط مبحث ششم مقررات ملّی ساختمان را برای درز انقطاع نیز تأمین نماید.

۹-۱۲-۲-۳ درزهای انقطاع

در ساختمان‌هایی که نسبت طول به عرض ساختمان از ۳ بیشتر است باید با ایجاد درز انقطاع آن را به مستطیل‌هایی تبدیل‌کرد که نسبت طول به عرض آنها از ۳ بیشتر نباشد در غیر این صورت تغییر شکل‌های ناشی از نبود درز انقطاع در تحلیل منظور گردد. سایر ضوابط درز انقطاع و میزان آن مطابق با مبحث ششم مقررات ملّی ساختمان می‌باشد.

۹-۱۳ اصول تحلیل و طراحی

۹-۱۳-۰ علائم اختصاری

D = بار مرده

D_i = وزن یخ

E = بار ناشی از زلزله

E_c = ضریب ارتجاعی بتن ۲۸ روزه، مگاپاسکال

E_{lc} = ضریب ارتجاعی بتن سبک، مگاپاسکال

E_s = ضریب ارتجاعی فولاد، مگاپاسکال

f_c = مقاومت فشاری مشخصه بتن، مگاپاسکال

F = فشار و وزن مایعات

F_a = بار ناشی از سیل

H = فشار رانشی و وزن خاک

K = ضریب طول مؤثر برای اعضای فشاری

ℓ_e = طول دهانه مؤثر، میلی‌متر

ℓ_n = طول دهانه آزاد، میلی‌متر

ℓ_u = طول مهارنشده (بدون‌اتکا) در عضو فشاری، میلی‌متر

L = بار زنده

r = شعاع ژیراسیون مقطع عضو فشاری، میلی‌متر

R = بار باران

S = بار برف

S_r = نیروی مقاوم مقطع

S_u = نیروی ایجاد شده در مقطع

T = آثار تجمعی حرارت، وارفتگی و جمع‌شدگی بتن و نشست نامتجانس تکیه‌گاه‌ها

W_u = بار نهایی در واحد طول یا واحد سطح

W_w = بار باد

W_i = بار باد وارد بر یخ

γ_c = جرم مخصوص بتن (kN/m^3)

γ_f = ضریب جزئی ایمنی عامل‌ها

γ_n = ضریب اصلاحی بار

ε_t = کرنش آرماتورهای کششی در حالت کرنش نهایی بتن

ϕ_c = ضریب جزئی ایمنی مقاومت بتن

ϕ_m = ضریب جزئی ایمنی مقاومت مصالح

ϕ_n = ضریب اصلاح مقاومت

ϕ_s = ضریب جزئی ایمنی مقاومت فولاد

λ = ضریبی برای در نظرگرفتن اثر بتن سبک

ρ = چگالی سنگدانه‌های سبک خشک شده در اُوِن (kg/m^3)

۹-۱۳-۱ گستره

۹-۱۳-۱-۱ این بخش شامل اصولی برای تحلیل و طراحی سازه‌ای و اعتبارسنجی از عملکرد تمامی ساختمان‌های بتنی، بتن آرمه و پیش تنیده می‌باشد.

۹-۱۳-۲ اهداف طراحی

هدف از طراحی ساختمان، تعیین سیستم سازه‌ای و جزئیات و مشخصات آن به نحوی می‌باشد که شرایط مندرج در بندهای ۹-۱۳-۲-۱ تا ۹-۱۳-۲-۵ تأمین گردد.

۹-۱۳-۲-۱ ایمنی

ایمنی، عملکرد و پایداری ساختمان در برابر خطرات به وجود آمده برای ساکنین و سایر افراد در محدوده ساختمان می‌باشد.

۹-۱۳-۲-۲ قابلیت خدمت‌رسانی

عملکردی از ساختمان که ساکنین را قادر به استفاده راحت از ساختمان می‌سازد یا از احساس عدم راحتی سایر افراد در محدوده ساختمان جلوگیری می‌نماید و در ضمن سایر کارکردهای مورد نیاز ساختمان را به صورت مناسب برآورده می‌سازد.

۹-۱۳-۲-۳ قابلیت استفاده مجدد

عملکردی که تجدید کارکرد و ادامه استفاده از ساختمان مورد اضمحلال را میسر می‌سازد.

۹-۱۳-۲-۴ مقاومت در برابر خرابی پیش‌رونده

خرابی پیش رونده به صورت انتشار خرابی موضعی اولیه از یک المان به المان دیگر تعریف می‌شود، که در نهایت منجر به خرابی کل ساختمان یا خرابی نامتناسب بخش بزرگی از آن می‌گردد. این خرابی می‌تواند ناشی از انفجار، آتش‌سوزی، تصادم وسایل نقلیه و زلزله باشد. مقاومت در برابر این خرابی با پیوستگی مناسب آرماتورها، رعایت الزامات آرماتورهای برشی و وصله‌های پوششی در ستون‌ها، اتلاف انرژی مناسب به علت شکل‌پذیری کافی ساختمان، افزایش درجه نامعینی ساختمان و مهیا نمودن مسیرهای مناسب جایگزین برای انتقال بار تأمین می‌گردد.

۹-۱۳-۲-۵ دوام

دوام، مقاومت ساختمان در برابر عملکرد تخریبی وابسته به زمان به علت اضمحلال مواد ساختمان ناشی از یک پدیده مورد انتظار می‌باشد.

۹-۱۳-۳ اصول پایه طراحی

طراحی ساختمان بر اساس یکی از سه روش مندرج در بندهای ۹-۱۳-۳-۱ تا ۹-۱۳-۳-۳ می‌تواند انجام شود:

۹-۱۳-۳-۱ روش طراحی بر اساس عملکرد

در این روش طراحی بر اساس یک سطح عملکرد و یک سطح خرابی از پیش تعیین شده تحت زلزله سطح خطر مورد نظر انجام می‌شود. سطوح عملکرد و سطوح خطر زلزله بر اساس ضوابط مربوطه انتخاب شده و سپس با استفاده از روش‌های تحلیل سازه نسبت به محاسبه نیروهای داخلی، تغییر شکل و تغییر مکان اعضا و طراحی مقاطع اقدام می‌شود.

۹-۱۳-۳-۲ روش طراحی بر اساس دوام

در مورد ساختمان‌هایی که در شرایط محیطی نامساعد قرار می‌گیرند، لازم است طراحی ساختمان بر اساس یک مجموعه معیارهای طراحی که منجر به یک سطح دوام قابل قبول است، انجام شود.

۹-۱۳-۳-۳ روش طراحی در حالت‌های حدی

در این مبحث روش طراحی براساس حالت‌های حدی است. حالت‌های حدی، که مبنای طراحی در این مبحث می‌باشند، به شرایطی اطلاق می‌شوند که اگر تمام یا بخشی از اعضای ساختمان به هر یک از آن حالات برسند قادر به انجام وظایف خود نباشند و از حیز انتفاع خارج می‌شوند. لذا با انتخاب ضرایب ایمنی مناسب، ساختمان باید طوری طرح شود که تحت شرایط بارگذاری محتمل به هیچ یک از حالت‌های حدی نرسد. حالت‌های حدی به دو بخش اصلی به شرح بندهای ۹-۱۳-۳-۳-۱ تا ۹-۱۳-۳-۳-۲ تقسیم‌بندی می‌شوند.

۹-۱۳-۳-۳-۱ حالت‌های حدی نهایی

این حالت‌ها در ارتباط با ظرفیت باربری حداکثر ساختمان تعریف شده که گذر از آن‌ها باعث ناپایداری بخش یا تمام اجزای ساختمان می‌شود. این حالت‌ها ممکن است در یکی از شرایط محتمل زیر مطرح شوند:

- از بین رفتن تعادل استاتیکی تمام یا قسمتی از ساختمان
- حصول شرایط گسیختگی یا تغییر شکل‌های بیش از حد (حد مقاومت مصالح) و یا تبدیل تمام یا بخشی از ساختمان به مکانیزم
- از دست رفتن پایداری تمام یا بخشی از ساختمان

۹-۱۳-۳-۳-۲ حالت‌های حدی بهره برداری

این حالت‌ها به شرایط بهره‌برداری یا پایایی ساختمان مرتبط شده و گذر از آنها قابلیت بهره‌برداری مناسب از بنا را از بین می‌برد و غالباً به یکی از اشکال زیر اتفاق می‌افتد:

- تغییر شکل بیش از حد اجزای سقف به نحوی‌که بر عملکرد مطلوب ساختمان اثر نامناسب گذاشته و یا باعث آسیب به تیغه‌ها و اجزاء متکی بر سقف شود.
- ترک‌خوردگی بیش از حد و خصوصاً باز شدن ترک‌ها به طوری که ضمن ایجاد شرایط ظاهری نامناسب، خطر خوردگی میلگردهای فلزی را افزایش دهد.
- لرزش بیش از حد ساختمان تحت اثر بارهای بهره‌برداری، ماشین‌آلات و یا وسایل متحرک در این حالت لازم است میزان تغییر شکل و ترک خوردگی اعضای ساختمان تحت اثر بارهای بهره‌برداری همواره کمتر از مقادیر حدی مشخص شده در این مبحث باشد.

۹-۱۳-۴ ضرایب ایمنی

در این مبحث دو مجموعه ضرایب ایمنی جزئی به شرح (الف) و (ب) این بند تعریف می‌شوند:

الف) اولین مجموعه ضرایب ایمنی برای تشدید بارها است که با γ_f نشان داده شده و مقدار آنها بستگی به میزان عدم اطمینان در برآورد مقدار بارها دارد.

ب) دومین مجموعه ضرایب ایمنی برای تقلیل مقاومت مصالح است که با ϕ_m نشان داده شده و مقدار آنها بستگی به عدم اطمینان موجود در کیفیت مصالح، نحوه اجرا و دقت مشخصات هندسی اجزاء باربر دارد.

همچنین برحسب اهمیت اجزاء و نوع گسیختگی، یک مجموعه ضرایب اصلاحی که با ϕ_n یا γ_n نشان داده می‌شود در مقاومت‌ها و یا بارها ضرب می‌شوند.

۹-۱۳-۵ اعضای سازه‌ای

برای تحلیل ساختمان‌ها لازم است اعضای سازه‌ای بر حسب مشخصات هندسی به شرح بندهای (۹-۱۳-۵-۱) الی (۹-۱۳-۵-۴) طبقه‌بندی شوند.

۹-۱۳-۵-۱ اعضای میله‌ای

در این اعضاء، یکی از ابعاد که طول عضو می‌باشد بطور قابل ملاحظه‌ای از دو بعد دیگر بزرگتر است و دو بعد اخیر که ابعاد مقطع هستند اختلاف کمی دارند. در اعضای میله‌ای ساده نسبت طول به بعد بزرگ مقطع بیش از ۴ و در اعضای میله‌ای پیوسته بیش از ۲/۵ است.

۹-۱۳-۵-۲ اعضای صفحه‌ای

در اعضای صفحه‌ای یکی از ابعاد (ضخامت) بطور قابل ملاحظه‌ای از دو بعد دیگر کوچکتر است. در صفحات نازک نسبت ضخامت به عرض صفحه کمتر یا مساوی $\frac{۱}{۱۰}$ منظور می‌شود. دال‌ها و دیوارها نمونه‌هایی از صفحات نازک و شالوده‌ها نمونه‌هایی از صفحات ضخیم هستند.

۹-۱۳-۵-۳ اعضای پوسته‌ای

در اعضای پوسته‌ای مانند اعضای صفحه‌ای یکی از ابعاد (ضخامت) کمتر از دو بعد دیگر است، اما میان صفحه آنها که تحت بارهای عمود بر خود قرار می‌گیرد، تخت نمی‌باشد.

۹-۱۳-۵-۴ اعضای سه‌بعدی

در این اعضا هیچ یک از ابعاد اختلاف قابل ملاحظه‌ای با دو بعد دیگر ندارند و هیچ یک از ضوابط بندهای ۹-۱۳-۵-۱ الی ۹-۱۳-۵-۳ در مورد آنها صادق نمی‌باشد.

۹-۱۳-۶ اصول تحلیل

۹-۱۳-۶-۱ تحلیل سازه

هدف از تحلیل سازه، تعیین نیروهای داخلی در مقاطع مختلف و تغییرمکان نقاط مختلف تحت اثر بارهای وارده، با در نظر گرفتن مشخصات هندسی و مکانیکی آنها است.

۹-۱۳-۶-۲ تحلیل خطی

در این روش محاسبه نیروها در مقاطع مختلف ساختمان با فرض خطی بودن رفتار مصالح، کوچک بودن تغییرشکل و بر اساس تئوری الاستیسیته انجام می‌شود. این روش در محاسبات حالت‌های حدی نهایی و بهره‌برداری قابل استفاده است. در ساختمان‌های قابی مهار نشده جانبی، استفاده از این روش به شرطی مجاز است که ضریب لاغری ستون‌ها $\frac{Kl_u}{r}$ کمتر از صد باشد.

۹-۱۳-۶-۳ تحلیل خطی با باز پخش محدود

در این روش محاسبه نیروهای داخلی با فرضیات مشابه روش تحلیل خطی انجام می‌شود. با توجه به مشخصات مکانیکی می‌توان نیروهای موجود را به میزان محدودی کاهش یا افزایش داد.

در این روش می‌توان نیروهای داخلی محاسبه شده با روش تحلیل خطی را در مقاطع تحت اثر لنگر خمشی بیشینه منفی و یا لنگر خمشی بیشینه مثبت در هر دهانه تیرهای یکسره حداکثر به میزان $۱۰۰۰\varepsilon_t$ و نه بیش از ۲۰ درصد کاهش داد. ε_t کرنش آرماتورهای کششی در حالت نهایی کرنش بتن می‌باشد.

بازپخش لنگر خمشی را فقط می‌توان موقعی به کار برد که ε_t در مقطعی که کاهش لنگر خمشی صورت می‌گیرد بزرگتر یا برابر ۰/۰۰۷۵باشد. در صورت کاهش لنگر خمشی در هر مقطع، باید مقادیر لنگر در سایر مقاطع با توجه به شرایط تعادل بارها تغییر داده شوند.

۹-۱۳-۶-۴ تحلیل غیر خطی

در این روش مقادیر نیروهای داخلی در اعضای ساختمان با توجه به «رفتار غیر خطی مصالح» و یا «رفتار غیر خطی هندسی» تعیین می‌شوند.

این روش در حالت‌های حدی نهایی مورد استفاده قرار می‌گیرد و در ساختمان‌های قابی در شرایطی که لاغری ستون‌ها بیش از صد باشد بکارگیری آن الزامی است.

۹-۱۳-۶-۵ تحلیل پلاستیک

در این روش تحلیل، مقادیر نیروهای داخلی با فرض رفتار پلاستیک اعضاء و استفاده از تئوری پلاستیسیته و تنها در حالت حدی نهایی محاسبه می‌شود.

۹-۱۳-۷ مشخصات مصالح

۹-۱۳-۷-۱ مقدار ضریب ارتجاعی بتن با جرم مخصوص (γ_c) بین ۱۵ تا ۲۵ kN/m^3، از رابطه (۹-۱۳-۱) تعیین می‌گردد:

$$E_c = (۳۳۰۰\sqrt{f_c} + ۶۹۰۰)(\frac{\gamma_c}{۲۳})^{۱/۵} \qquad (۹-۱۳-۱)$$

۹-۱۳-۷-۲ در تحلیل خطی مقدار $E_S = ۲\times۱۰^۵$ بر حسب مگاپاسکال منظور می‌شود.

۹-۱۳-۷-۳ ضریب انبساط حرارتی بتن معادل $(۱/°C)$ $۱۰^{-۵}$ در نظر گرفته می‌شود.

۹-۱۳-۷-۴ ضریب پواسون برابر با ۰/۱۵ برای بتن معمولی و ۰/۲ برای بتن با مقاومت بالا و ۰/۳ برای فولاد است.

۹-۱۳-۷-۵ برای ساختمان‌های بتن‌آرمه، بتن رده $C۲۰$ و بالاتر و برای ساختمان‌های بتن پیش تنیده، بتن رده $C۳۰$ و بالاتر باید به عنوان مبنای طراحی در نظر گرفته شود.

۹-۱۳-۷-۶ رده میلگردهای به کار برده در قاب‌ها و اجزای لبه‌ای دیوارهای مقاوم در برابر زلزله و همچنین فولادهای دورپیچ ستونها و فولادهای عرضی پیچشی و برشی و برش اصطکاکی نباید بالاتر از رده $S۴۰۰$ باشند.

۹-۱۳-۷-۷ استفاده از میلگردهای ساده به عنوان میلگرد سازه‌ای فقط در دور پیچ‌ها مجاز می‌باشد.

۹-۱۳-۷-۸ ضریب λ که جهت اعمال شرایط استفاده از بتن سبک می‌باشد، در مواردی که در این مبحث به مقدار آن اشاره نشده است، به شرح ردیف‌های (الف) تا (ت) این بند تعیین می‌گردد:

الف) بتن با سنگدانه‌های ریز (ماسه) سبک و سنگدانه‌های درشت (شن) سبک:

$\lambda = ۰/۷۵$

ب) بتن با سنگدانه‌های ریز (ماسه) سبک و سنگدانه‌های درشت (شن) معمولی:

$\lambda = ۰/۷۵$ تا $۰/۸۵$

مقدار دقیق λ با درون‌یابی خطی بر حسب درصد حجمی جایگزینی سنگدانه‌های ریز تعیین می‌شود.

پ) بتن با سنگدانه‌های ریز (ماسه) معمولی و سنگدانه‌های درشت (شن) سبک:

$\lambda = ۰/۸۵$ تا ۱

مقدار دقیق λ با درون‌یابی خطی بر حسب درصد حجمی جایگزینی سنگدانه‌های درشت تعیین می‌شود.

ت) بتن با سنگدانه‌های ریز (ماسه) معمولی و سنگدانه‌های درشت (شن) معمولی:

$\lambda = ۱$

ث) در صورت انجام آزمایش مقاومت کششی دو نیمه شدن:

$$\lambda = \frac{f_{ct}}{۰/۵۶\sqrt{f_c}} \leq ۱$$

۹-۱۳-۸ مشخصات هندسی

۹-۱۳-۸-۱ طول دهانه موثر برای اعضای غیریکپارچه با تکیه‌گاه معادل کمترین مقدار بین «فاصله محور به محور تکیه‌گاه» و «طول آزاد بعلاوه ارتفاع عضو» در نظر گرفته می‌شود.

برای اعضای یکپارچه با تکیه‌گاه، طول دهانه موثر معادل فاصله محور به محور تکیه‌گاه خواهد بود. برای اعضای طره‌ای، این طول معادل طول آزاد آنها منظور می‌گردد.

۹-۱۳-۸-۲ طول دهانه آزاد بر تا بر تکیه گاه‌ها در امتدادی که لنگرها برای آن محاسبه می‌شوند، منظور می‌گردد.

۹-۱۳-۸-۳ ابعاد در نظر گرفته شده هر عضو در تحلیل سازه نبایستی با ابعاد ارائه شده در نقشه‌های اجرایی بیش از ۵٪ اختلاف داشته باشد.

۹-۱۳-۸-۴ اثر ترک‌خوردگی

در تحلیل سازه باید سختی خمشی و پیچشی اعضای ترک خورده به نحو مناسب محاسبه و منظور گردد. اثر ترک‌خوردگی باید با توجه به تغییر شکل‌های محوری و خمشی و آثار دراز مدت محاسبه شود. در غیاب محاسبات دقیق برای منظور کردن اثر ترک‌خوردگی می‌توان:

- در قاب‌های مهار نشده سختی خمشی تیرها و ستون‌ها را به ترتیب معادل ۰/۳۵ و ۰/۷ برابر سختی خمشی مقطع ترک نخورده آنها منظور نمود.
- در قاب‌های مهار شده سختی خمشی تیرها و ستون‌ها را به ترتیب معادل ۰/۵ و ۱ برابر سختی خمشی مقطع ترک نخورده آنها منظور نمود.

سختی خمشی دیوارها در هر دو جهت را در صورتی که ترک خورده باشند ۰/۳۵ و در غیر این صورت ۰/۷ برابر سختی خمشی مقطع کل منظور نمود.

۹-۱۳-۹ بارگذاری

۹-۱۳-۹-۱ بارهای موثر در طراحی ساختمان‌ها شامل موارد زیر می‌باشند:

الف) بارهای دائمی، شامل وزن اجزاء ساختمان یا عوامل متکی بر آنها

ب) سربارهای بهره‌برداری (زنده) و همچنین سربارهای حین ساخت، ناشی از وزن قالب و داربست بستن یک طبقه روی طبقه یا طبقات زیر

پ) بارهای جوی، مانند باد و برف

ت) بارهای استثنائی، مانند زلزله، حریق و برخورد وسائل نقلیه به ستون‌ها و پایه‌ها

ث) بارهای حرارتی، جمع‌شدگی و وارفتگی بتن و نشست تکیه‌گاهی

۹-۱۳-۹-۲ مشخصات و میزان بارهای وارد بر ساختمان براساس مبحث ششم مقررات ملّی ساختمان تعیین می‌شوند.

۹-۱۳-۹-۳ بارهای وارده با توجه به احتمال همزمان بودن با یکدیگر ترکیب شده و در طراحی هر عضو نامساعدترین وضعیت‌های احتمالی بارگذاری به کار گرفته می‌شوند.

۹-۱۳-۱۰ طراحی در حالت حدی نهایی مقاومت

کلیه اجزای سازه‌ای باید در حالت حدی نهایی مقاومت محاسبه شوند و در هر مقطع باید رابطه عمومی (۹-۱۳-۲) همواره برقرار باشد.

$$S_u \le S_r \qquad (۹-۱۳-۲)$$

در این رابطه S_u نیروی داخلی ایجاد شده در مقطع و S_r نیروی مقاوم عضو در مقطع مورد نظر است.

۹-۱۳-۱۰-۱ نیروی مقاوم S_r

۹-۱۳-۱۰-۱-۱ نیروی مقاوم مقطع باید متناسب با مشخصات هندسی و مکانیکی مقطع عضو در برابر آن نیرو و با توجه به شرایط تعادل نیروها و سازگاری تغییر شکل‌ها محاسبه شود.

در تعیین این نیرو ضوابط ذکرشده در فصول مختلف این مبحث برای قطعات تحت اثر خمش، برش، خمش و فشار یا کشش، پیچش و آثار مربوط به لاغری و پیوستگی و مهاری باید در نظر گرفته شود.

۹-۱۳-۱۰-۱-۲ برای‌محاسبه نیروی مقاوم S_r، مقادیر مقاومت‌های مشخصه بتن و فولاد در ضرایب ایمنی جزئی به شرح (الف) تا (ج) این بند، ضرب می‌شوند:

الف) ضریب ایمنی جزئی مقاومت بتن در قطعات درجا ϕ_c = ۰/۶۵

ب) ضریب ایمنی جزئی مقاومت بتن در قطعات پیش‌ساخته ϕ_c = ۰/۷

ج) ضریب ایمنی جزئی مقاومت فولاد ϕ_s = ۰/۸۵

در موارد استثنائی مقادیر ϕ برای هر حالت ارائه شده‌اند. روابط ارائه شده در این مبحث با فرض ϕ_c = ۰/۶۵ می‌باشد.

تبصره: در شرایطی که در یک عضو حاشیه ایمنی بیشتری مورد نیاز باشد یک ضریب ایمنی مکمل ϕ_n نیز بر مقاومت نهایی مقطع اعمال می‌گردد.

۹-۱۳-۱۰-۲ نیروهای ایجاد شده در مقطع در حالت حدی نهایی(S_u)

نیروهای ایجاد شده در مقطع در حالت حدی نهایی (S_u) شامل نیروهای محوری، لنگرهای خمشی و پیچشی و نیروهای برشی باید با توجه به تحلیل سازه تحت ترکیب‌های مختلف بارهای نهایی محاسبه شوند. برای تعیین بارهای نهایی، مقادیر بارها مطابق جدول ۹-۱۳-۱ در ضرایب بار ضرب شده و با هم ترکیب می‌شوند.

جدول۹-۱۳-۱ ترکیبات بارگذاری در حالت حدی نهایی

شرایط	ترکیب بار مبنا
در شرایطی که اثر بار زنده در هر یک از ترکیبات بارگذاری کاهش دهنده است این آثار معادل صفر منظور می‌گردد.	۱/۲۵ D + ۱/۵ (L , S , R)
	D + ۱/۲ (L , S , R) + ۱/۲ (۰/۷ E , W)
	۰/۸۵ D +۱/۲ (۰/۷E , W)
	۱/۲۵ D +۱/۵ (L , S , R) + ۱/۵ (H , ۰/۸۴ F)
	۰/۸۵ D + ۱/۵ (H, ۰/۸۴ F)
	ترکیب بارهای شامل بار سیل
	D + ۱/۲ (L , S , R) + ۱/۲ (۰/۷E , W) + ۲/۰ Fa
	۰/۸۵D + ۱/۲ (۰/۷E , W) + ۲ Fa
	ترکیب بارهای شامل بار یخ جوی
	D + ۱/۲ (L , S , R) + D_i + ۱/۲(W_i)
	۰/۸۵ D + D_i + ۱/۲(W_i)
	ترکیب بارهای خودکرنشی
ترکیب بارهای مورد نیاز تنها به این دو ترکیب بار محدود نمی‌شود و در برخی مواقع قضاوت مهندسی نیز لازم است بکار برده شود. به عنوان مثال زمانیکه مقدار بار زنده بام و یا بار برف قابل توجه باشد و احتمال دارد بطور همزمان با بارهای خود کرنشی بر ساختمان وارد شود ، اثر آنها نیز باید منظور گردد . طراحی باید بر اساس ترکیب باری انجام شود که بیشترین اثر نامطلوب را ایجاد می‌کند.	D + ۱/۲ (L , S , R) + T
	۱/۲۵D + ۱/۵ T

تبصره۱: در شرایطی که اثر بار زنده در هر یک از ترکیبات بارگذاری کاهش دهنده است، این آثار معادل صفر منظور می‌گردد.

۹-۱۳-۱۱ کنترل در حالت حدی بهره برداری

کنترل اعضای مختلف سازه‌ای در دو حالت حدی تغییرشکل و ترک‌خوردگی، بر اساس مطالب مندرج در فصل هفدهم تحت اثر ترکیبات بار حالت حدی بهره‌برداری انجام می‌شود.

در محاسبات حالت حدی بهره‌برداری، با رعایت نکات مندرج در بند ۹-۱۷-۳-۲-۱، با حذف بارهای اتفاقی، ضرایب ایمنی جزئی بارهای بهره‌برداری برابر واحد منظور می‌شود، همچنین ضرایب مقاومت φ_m متناسب با مطالب فصل هفدهم اختیار می‌شود.

۹-۱۴ خمش و بارهای محوری

۹-۱۴-۰ علائم اختصاری

A_c = مساحت هسته عضو فشاری با آرماتور دورپیچ که براساس قطر بیرونی دورپیچ محاسبه می‌شود، میلی‌متر مربع

A_e = مساحت مقطع موثر (درمقطع مستطیلی شکل $A_e = bd$)، میلی‌متر مربع

A_g = مساحت کل مقطع عضو، میلی‌متر مربع

A_s = سطح مقطع آرماتور کششی، میلی‌متر مربع

A_{st} = سطح مقطع کل آرماتور طولی، میلی‌متر مربع

A_1 = سطحی از عضو که در تماس با تکیه‌گاه به صورت اتکایی انتقال بار می‌نماید، میلی‌متر مربع

A_1 = مساحت تکیه‌گاه، میلی‌متر مربع

b = عرض تیر مستطیلی، میلی‌متر

b_f = پهنای بال فشاری ، میلی‌متر

b_w = پهنای جان تیر T شکل، میلی‌متر

d = فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز سطح آرماتور کششی طولی، میلی‌متر

E_s = ضریب ارتجاعی فولاد، مگاپاسکال

f_c = مقاومت فشاری مشخصه بتن، مگاپاسکال

f_y = مقاومت مشخصه فولاد (f_{yk})، مگاپاسکال، که برای تسهیل کار در این فصل حرف k در زیرنویس حذف شده است.

M_r = لنگر خمشی مقاوم، نیوتن - میلی‌متر

M_u = لنگرخمشی نهایی، نیوتن- میلی‌متر

N_{rb} = نیروی محوری مقاوم نظیر مقطع متعادل، نیوتن

$N_{r\cdot\max}$ = حداکثر نیروی محوری مقاوم، نیوتن

N_r = نیروی محوری مقاوم، نیوتن

N_u = نیروی محوری نهایی، نیوتن

x = فاصله تار خنثی از دورترین تار فشاری مقطع، میلی‌متر

α_1 = ضریب تنش معادل یکنواخت در بلوک فشاری مقطع

β_1 = ضریب تقلیل مقدار x برای استفاده از تنش معادل یکنواخت

ε_s = تغییر شکل نسبی فولاد

ρ = نسبت سطح مقطع آرماتور کششی به سطح مقطع موثر $(\rho = \frac{A_s}{A_e})$

ρ_s = نسبت حجم آرماتور دورپیچ به حجم کل هسته (بر اساس قطر بیرونی دورپیچ) در عضو فشاری با آرماتور دورپیچ

ϕ_c = ضریب جزئی ایمنی بتن

ϕ_s = ضریب جزئی ایمنی فولاد

۹-۱۴-۱ گستره

۹-۱۴-۱-۱ ضوابط این فصل باید برای طراحی قطعات میله‌ای تحت اثر خمش یا نیروی محوری و یا اثر توأم آنها، درحالت حدی نهایی مقاومت و برای طراحی قطعات دیگری مانند دیوارها و دال‌ها و شالوده‌ها در صورتی که در فصول دیگر به این فصل ارجاع شده باشد، رعایت شوند.

۹-۱۴-۱-۲ در طراحی قطعات میله‌ای تحت اثر توأم خمش و نیروی محوری فشاری و یا نیروی محوری فشاری خالص، آثار ناشی از لاغری باید در نظرگرفته شوند. آثار ناشی از لاغری قطعات و نحوه تأثیر آنها در طراحی، درفصل شانزدهم توضیح داده شده‌اند.

۹-۱۴-۱-۳ در طراحی قطعات میله‌ای تحت اثر خمش یا نیروی محوری و یا اثر توأم آنها درحالت 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 بیست و یکم باید رعایت شوند.

۹-۱۴-۱-۴ در این مبحث برای طراحی قطعات میله‌ای تحت اثر توأم خمش و نیروی محوری در حالت حدی بهره‌برداری رعایت ضابطه خاصی الزامی نیست، ولی برای قطعات میله‌ای تحت اثر خمش در حالت حدی بهره‌برداری، رعایت ضوابط خاص کنترل تغییرشکل‌ها و ترک‌خوردگی‌ها الزامی است. این ضوابط در فصل هفدهم توضیح داده شده‌اند.

۹-۱۴-۲ حالت حدی نهایی مقاومت در خمش و نیروی محوری

۹-۱۴-۲-۱ در مقاطع تحت اثرخمش خالص یا نیروی محوری خالص، کنترل حالت حدی نهایی مقاومت بر اساس روابط (۹-۱۴-۱) و (۹-۱۴-۲) صورت می‌گیرد:

$$M_u \le M_r \quad \text{تحت اثر خمش خالص} \qquad (۹-۱۴-۱)$$

$$N_u \le N_r \quad \text{تحت اثر نیروی محوری خالص} \qquad (۹-۱۴-۲)$$

در کنترل روابط (۹-۱۴-۱) و (۹-۱۴-۲) قدرمطلق نیروها و لنگرها لحاظ می‌گردد.

۹-۱۴-۲-۲ در مقاطع تحت اثر توأم نیروی محوری و لنگر خمشی، کنترل حالت حد نهایی مقاومت، به گونه‌ای است که نقطه متناظر با M_u و N_u که از هر یک از ترکیب‌های بارگذاری مختلف طبق جدول ۹-۱۳-۱ به دست می‌آید، خارج از سطح محصور بین منحنی اندرکنش (M_r و N_r) و محورهای نظیر آنها قرار نگیرد.

۹-۱۴-۲-۳ مقادیر M_r و N_r نظیر هم، براساس فرضیات داده شده در بند ۹-۱۴-۳ و با رعایت شرایط تعادل نیروها و سازگاری هندسی تغییرشکل‌های نسبی در مقطع به دست می‌آیند.

۹-۱۴-۲-۴ منحنی اندرکنش، مکان هندسی نقاطی است که مختصات آنها مقادیر M_r و N_r نظیر در یک مقطع از عضو می‌باشد.

۹-۱۴-۳ فرضیات طراحی مقطع

۹-۱۴-۳-۱ در هر مقطع توزیع تغییرشکل‌های نسبی فولاد و بتن در ارتفاع مقطع، خطی در نظر گرفته می‌شود. این فرض در مقاطع خمشی با ارتفاع زیاد، تیرهای عمیق، که شامل تیرهای با نسبت ارتفاع مقطع به دهانه آزاد بزرگتر از $\frac{۱}{۲}$ می‌باشد، مورد قبول نیست.

در این‌گونه مقاطع توزیع تغییرشکل‌های نسبی مذکور غیر خطی منظور می‌گردد.

۹-۱۴-۳-۲ حداکثر تغییرشکل نسبی بتن دردورترین تار فشاری، ε_{cu}، مطابق جدول ۹-۱۴-۱ در نظر گرفته می‌شود.

جدول ۹-۱۴-۱

رده بتن	C۱۲ تا C۵۰	C۵۵	C۶۰	C۷۰	C۸۰	C۹۰	C۱۰۰	C۱۲۰
ε_{cu}	۰/۰۰۳۵	۰/۰۰۳۲	۰/۰۰۳۰	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۸

۹-۱۴-۳-۳ تنش فولاد برای تغییرشکل‌های نسبی کوچکتر از مقدار نظیر جاری شدن، $\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_S}$ باید برابر با $\phi_S E_S \varepsilon_S$ و برای تغییر شکل‌های نسبی بزرگتر از مقدار نظیر جاری شدن باید مستقل از تغییرشکل نسبی و برابر با $\phi_S f_y$ در نظر گرفته شود.

۹-۱۴-۳-۴ در طراحی مقاطع اعضای تحت خمش و یا نیروی محوری کششی، از مقاومت کششی بتن صرفنظر می‌شود.

۹-۱۴-۳-۵ نمودار تنش فشاری بتن برحسب تغییرشکل نسبی نظیر آن را می‌توان به هر شکل که پیش بینی مقاومت بر اساس آن با نتایج آزمایش‌های جامع تطابق قابل قبولی داشته باشد، در نظر گرفت. نمودار جایگزین می‌تواند بصورت سهمی- مستطیل باشد.

۹-۱۴-۳-۶ ضوابط بند ۹-۱۴-۳-۵ را می‌توان به وسیله یک توزیع تنش یکنواخت عمود بر مقطع با مقدار $\alpha_1 \phi_c f_c$ که سطح تأثیر آن، سطح محدود شده در ناحیه فشاری مقطع بین کناره‌های مقطع و خطی به موازات محور خنثی به فاصله $\beta_1 x$ از دورترین تارفشاری می‌باشد، معادل نمود. ضرایب α_1 و β_1 وابسته به مقدار f_c مطابق روابط (۹-۱۴-۳) بدست می‌آیند:

$$\alpha_1 = ۰/۸۵ - ۰/۰۰۱۵ f_c \qquad (۹-۱۴-۳)$$

$$\beta_1 = ۰/۹۷ - ۰/۰۰۲۵ f_c$$

۹-۱۴-۴ ضوابط کلی طراحی

۹-۱۴-۴-۱ مقطع متعادل مقطعی است که در حالت حدی نهایی مقاومت، تغییرشکل نسبی آرماتور کششی در آستانه رسیدن به تغییرشکل نسبی جاری شدن قرارگرفته و همزمان، تغییرشکل نسبی بتن فشاری به مقدار نهایی مفروض در بند ۹-۱۴-۳-۲ برسد.

۹-۱۴-۴-۲ در قطعات تحت خمش برای تأمین مقاومت می‌توان از آرماتور فشاری همراه با آرماتور کششی استفاده نمود، مشروط بر آنکه رابطه (۹-۱۴-۵) و (۹-۱۴-۶) برقرار باشد.

۹-۱۴-۴-۳ در قطعات میله‌ای تحت اثر فشارمحوری، حداکثر نیروی محوری مقاوم، درصورت استفاده از تنگ‌های موازی به ۸۰ درصد و در صورت استفاده از دورپیچ، به ۸۵ درصد مقداری که بر اساس فرضیات بند ۹-۱۴-۳ به دست می‌آید، محدود می‌گردد. در صورت استفاده از فرضیات بند ۹-۱۴-۳-۶ این نیرو برابر یکی از دو مقدار بدست آمده از روابط (۹-۱۴-۴) خواهد بود:

در صورت استفاده از تنگ‌های موازی $N_{r\max} = ۰/۸ [\alpha_1 \phi_c f_c (A_g - A_{st}) + \phi_s f_y A_{st}]$

(۹-۱۴-۴)

در صورت استفاده از دورپیچ $N_{r\max} = ۰/۸۵ [\alpha_1 \phi_c f_c (A_g - A_{st}) + \phi_s f_y A_{st}]$

۹-۱۴-۴-۴ در قطعات میله‌ای تحت اثر توأم فشار محوری و خمش، نیروی محوری مقاوم هر مقطع، در هر حالت نباید بیشتر از مقدار بدست آمده از بند ۹-۱۴-۴-۳ در نظر گرفته شود.

۹-۱۴-۵ محدودیت‌های آرماتورها در قطعات خمشی

۹-۱۴-۵-۱ حداکثر مقدار آرماتور کششی

در قطعات میله‌ای تحت خمش و یا تحت خمش و نیروی محوری فشاری توأم که در آنها نیروی محوری کمتر از هر دو مقدار $۰/۱۵ \phi_c f_c A_g$ و N_{rb} است. مقدار A_s باید به گونه‌ای باشد که روابط (۹-۱۴-۵) و (۹-۱۴-۶) برقرار گردد:

$$\frac{x}{d} \le \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \frac{f_y}{E_s}} \qquad (۹-۱۴-۵)$$

$$\rho \le ۰/۰۲۵ \qquad (۹-۱۴-۶)$$

۹-۱۴-۵-۲ حداقل مقدار آرماتور کششی

۹-۱۴-۵-۲-۱ در هر مقطع از قطعات میله‌ای تحت خمش (به جز موارد مندرج در بند ۹-۱۴-۵-۲-۳) مقدار آرماتور به کار رفته در مقطع، A_s، باید به گونه‌ای باشد که رابطه (۹-۱۴-۷) برقرار باشد:

$$\rho \ge \max\left(\frac{۱/۴}{f_y}, \frac{۰/۲۵\sqrt{f_c}}{f_y} \right) \qquad (۹-۱۴-۷)$$

۹-۱۴-۵-۲-۲ در تیرهای با مقطع **T** شکل و تیرچه‌هایی که درآنها جان مقطع درکشش قرار دارد ρ، به دست آمده از بند ۹-۱۴-۵-۲-۱ متناظر با سطح مقطع موثر $A_e = b_w d$ می‌باشد. در اعضای معین استاتیکی با مقطع **T** شکل که بال مقطع در کشش می‌باشد مقدار بدست آمده از بند ۹-۱۴-۵-۲-۱ متناظر با سطح مقطع موثر، A_e، که بر اساس جایگزینی b_w با کمترین دو مقدار $۲b_w$ و عرض‌بال، محاسبه شده باشد، خواهد بود.

۹-۱۴-۵-۲-۳ در صورتی که سطح مقطع فولاد کششی محاسبه شده با فرضیات بند ۹-۱۴-۳ کمتر از مقادیر حاصل از بند ۹-۱۴-۵-۲-۱ و ۹-۱۴-۵-۲-۲ باشد، درهمه حالات شکل‌پذیری، قرار دادن ۱/۳۳ برابر مقدار حاصل از محاسبه به عنوان فولاد کششی مقطع کافی می‌باشد.

۹-۱۴-۵-۳ توزیع آرماتور خمشی

۹-۱۴-۵-۳-۱ در تیرها توزیع آرماتور خمشی باید بر اساس ضوابط مربوط به ترک‌خوردگی مطابق فصل هفدهم و بند ۹-۱۴-۱۱ صورت گیرد.

۹-۱۴-۶ ضوابط تیرهای T شکل و تیرچه‌های بتنی

۹-۱۴-۶-۱ تیرهای T شکل

۹-۱۴-۶-۱-۱ در ساخت تیرهای **T** شکل، جان و بال باید به صورت یکپارچه ساخته شوند، در غیر اینصورت پیوستگی بین جان و بال باید به نحوی مناسب تأمین شود.

۹-۱۴-۶-۱-۲ عرضی از دال که به طور 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 (الف) و (ب) این بند، اختیار گردد:

الف- هشت برابر ضخامت دال

ب- نصف فاصله آزاد تا جان تیرهای مجاور

۹-۱۴-۶-۱-۳ عرض موثر بال تیر کناری از بر جان، در تیرهایی که دال فقط در یک طرف جان آنها قرار دارد، نباید بیشتر از سه مقدار (الف) تا (پ) این بند، اختیار شود:

الف) یک دوازدهم طول دهانه آزاد تیر

ب) شش برابر ضخامت دال

پ) نصف فاصله آزاد تا جان تیر مجاور

۹-۱۴-۶-۱-۴ در تیرهای **T** شکل مجزا که از بال آنها برای تأمین 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.

۹-۱۴-۶-۱-۵ 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 مطابق ضوابط (الف) و (ب) این بند، در دال قرار داده شود. سیستم تیرچه‌های بتنی که مشمول مقررات بند ۹-۱۴-۶-۲ 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.

۹-۱۴-۶-۲ ضوابط مربوط به سیستم تیرچه‌های بتنی

۹-۱۴-۶-۲-۱ 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 الف و ب این بند رعایت شده باشند، می‌توانند به صورت مجموعه طبق ضوابط دال‌ها طراحی شوند:

الف) عرض تیرچه 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.

۹-۱۴-۶-۲-۲ سیستم تیرچه‌های بتنی که مشمول ضوابط بند ۹-۱۴-۶-۲-۱ نمی‌شوند باید به صورت سیستم تیر و دال طراحی شود.

۹-۱۴-۶-۲-۳ درسیستم‌هایی 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 (الف) و (ب) این بند 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 یک طرفه باید در دال فوقانی میلگردهایی عمود بر امتداد تیرچه‌ها و مطابق بند ۹-۱۸-۴ قرار داد. در سیستم تیرچه‌های دو طرفه باید در دال فوقانی میلگردهایی در دو امتداد عمود بر هم و مطابق بند ۹-۱۸-۴ پیش‌بینی کرد.

۹-۱۴-۶-۲-۴ در سیستم‌هایی که از قالب موقت استفاده می‌شود و یا اجزای پرکننده مشمول ضابطه بند ۹-۱۴-۶-۲-۳ نمی‌شوند، محدودیت‌های (الف) و (ب) باید رعایت شوند:

الف) ضخامت دال فوقانی نباید از یک‌دوازدهم فاصله آزاد بین تیرچه‌ها و نه از ۵۰ میلی متر 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، درصورت موجود بودن، طراحی شده‌اند، پیش‌بینی کرد. مقدار این آرماتورها نباید کمتر از مقدار مندرج در بند ۹-۱۸-۴ اختیار شود.

۹-۱۴-۶-۲-۵ مقاومت برشی تأمین شده توسط بتن در تیرچه‌ها را می‌توان به اندازه ده درصد بیشتر از مقدار گفته شده در فصل پانزدهم در نظر گرفت. مقاومت برشی تیرچه‌ها را می‌توان با استفاده از آرماتور برشی و یا زیاد کردن عرض تیرچه‌ها افزایش داد.

۹-۱۴-۷ فاصله تکیه‌گاه‌های جانبی قطعات خمشی

۹-۱۴-۷-۱ به جز در مواردی که محاسبات پایداری ساختمان شامل آثار پیچشی انجام می‌شود، فاصله تکیه‌گاه‌های جانبی تیرها باید بر اساس بند ۹-۱۴-۷-۲ به گونه‌ای در نظر گرفته شوند که از کمانش جانبی آنها جلوگیری نمایند.

۹-۱۴-۷-۲ برای تیرها، فاصله تکیه‌گاه‌های جانبی نباید از ۵۰ برابر عرض وجه فشاری تیر و $۲۰۰ \frac{b^{۲}}{d}$ بیشتر باشد. این فاصله در مورد تیرهای طره باید به نصف تقلیل یابد.

۹-۱۴-۸ ابعاد طراحی برای قطعات فشاری

۹-۱۴-۸-۱ پس از تحلیل سازه و تعیین مقادیر نیروهای موثر در طراحی که به ازای سختی نظیر مقطع ترک خورده قطعات انجام می‌پذیرد، برای طراحی قطعات میله‌ای و تعیین مقدار آرماتور فشاری می‌توان محدودیتهای بندهای ۹-۱۴-۸-۲ و ۹-۱۴-۸-۳ را مورد استفاده قرار داد.

۹-۱۴-۸-۲ در صورتی‌که قطعه میله‌ای فشاری با دورپیچ یا تنگ، با یک دیوار یا پایه به صورت یکپارچه ساخته شود، حداکثر ۴۰ میلی‌متر خارج از دورپیچ یا تنگ‌ها را می‌توان جزء محدوده مقطع موثر قطعه فشاری فرض کرد.

۹-۱۴-۸-۳ 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 موثر کاهش یافته‌ای که برابر با سطح مقطع لازم برای تحمل بارهای مورد نظر می‌باشد در نظرگرفت. این سطح مقطع نباید از نصف سطح مقطع کل کوچکتر باشد.

۹-۱۴-۹ محدودیت‌های آرماتورها در قطعات فشاری (ستون‌ها)

۹-۱۴-۹-۱ در قطعات فشاری سطح مقطع آرماتور طولی نباید کمتر از ۰/۰۱ و بیشتر از ۰/۰۶ سطح مقطع کل باشد. محدودیت مقدار حداکثر باید در محل وصله‌های پوششی میلگردها نیز رعایت شود. درصورت استفاده از فولاد S۴۰۰ در آرماتورهای طولی مقدار حداکثر در خارج از محل وصله‌ها به ۰/۰۴۵ سطح مقطع کل محدود می‌گردد.

۹-۱۴-۹-۲ 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 دورپیچ، شش عدد، مطابق بند ۹-۱۴-۹-۳ .

۹-۱۴-۹-۳ نسبت حجمی آرماتور دورپیچ به حجم کل هسته، ρ_s، نباید از مقدار بدست آمده از رابطه (۹-۱۴-۸) کمتر باشد:

$$\rho_s = ۰/۶(\frac{A_g}{A_c} - ۱)\frac{f_{cd}}{f_{yd}} \qquad (۹-۱۴-۸)$$

۹-۱۴-۹-۴ دورپیچ‌ها

در طراحی دورپیچ‌های اعضای فشاری علاوه بر مراعات ضوابط فصل بیست و یکم باید ضوابط زیر را هم در نظر گرفت:

۹-۱۴-۹-۴-۱ دورپیچ باید از میلگرد پیوسته ساخته شود و روش ساخت آنها طوری باشدکه جابجایی و نصب آنها بدون اعوجاج و تغییر ابعاد میسر باشد.

۹-۱۴-۹-۴-۲ قطر میلگردهای مصرفی در دورپیچ نباید از ۶ میلی‌متر کمتر باشد.

۹-۱۴-۹-۴-۳ در هر گام دورپیچ فاصله آزاد بین میلگردها نباید از ۷۵ میلی‌متر بیشتر و از ۲۵ میلی‌متر کمتر باشد.

۹-۱۴-۹-۴-۴ گام دورپیچ نباید از $\frac{۱}{۶}$ قطر هسته بتنی داخل دورپیچ تجاوز کند.

۹-۱۴-۹-۴-۵ در هر طبقه، دورپیچ باید از روی شالوده یا دال تا تراز پایین‌ترین میلگردهای طبقه فوقانی ادامه یابد.

۹-۱۴-۹-۴-۶ درصورتی که تیرها یا دستک‌هایی از همه طرف به ستون اتصال نداشته باشد، باید از محل توقف دورپیچ تا کف دال یا کتیبه سرستون تعدادی خاموت قرار داد.

۹-۱۴-۹-۴-۷ در ستون‌های قارچی با سرستون، دورپیچ باید تا ارتفاعی ادامه یابد که در آن قطر یا پهنای سرستون دو برابر قطر یا پهنای ستون باشد.

۹-۱۴-۹-۴-۸ دورپیچ باید با فاصله نگهدارهای مناسب در جای خود تنظیم و تثبیت شود.

۹-۱۴-۹-۴-۹ در صورتی که قطر میلگرد دورپیچ کمتر از ۱۶ میلی‌متر باشد، تعداد فاصله نگهدارها نباید کمتر از مقادیر (الف) تا (پ) این بند، اختیار شود:

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

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

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

۹-۱۴-۹-۴-۱۰ درصورتی که قطر میلگرد دورپیچ کمتر از ۱۶ میلی‌متر نباشد، تعداد فاصله نگهدارها نباید کمتر از مقادیر (الف) و (ب) این بند، اختیار شود:

الف- سه عدد برای دورپیچ با قطر مساوی یا کمتر از ۶۰۰ میلی‌متر

ب- چهار عدد برای دورپیچ با قطر بیشتراز ۶۰۰ میلی‌متر

۹-۱۴-۹-۴-۱۱ مهارکردن دورپیچ با ۱/۵ دور پیچیدن اضافی میلگرد در انتهای قطعه تأمین می‌شود.

۹-۱۴-۱۰ مقاومت اتکایی

۹-۱۴-۱۰-۱ مقاومت اتکایی نهایی روی بتن، به استثنای موارد مذکور در بندهای ۹-۱۴-۱۰-۲ و ۹-۱۴-۱۰-۳ نباید بزرگتر از $۰/۸۵\phi_c f_c A_۱$ درنظرگرفته شود.

۹-۱۴-۱۰-۲ در صورتی که ابعاد تکیه‌گاه در هر امتداد در صفحه تماس بزرگتر از ابعاد سطحی از عضو باشد که به صورت اتکایی انتقال بار می‌نماید، مقاومت اتکایی روی این سطح را که بر طبق بند ۹-۱۴-۱۰-۱ محاسبه شده است، می‌توان درضریب $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ ضرب‌کرد. این ضریب در هر حال نباید بزرگتر از ۲ در نظر گرفته شود.

۹-۱۴-۱۰-۳ درصورتی‌که تکیه‌گاه شیبدار یا پله‌ای باشد، مقدار A_2 برابر مساحت قاعده تحتانی مخروط یا هرم با جداره صاف یا پله‌ای که به طورکامل در داخل تکیه‌گاه قرار دارد، می‌باشد. قاعده فوقانی برابر A_1 و شیب سطح جانبی ۱:۲ (۱ قائم به ۲ افقی) در نظر گرفته می‌شود.

۹-۱۴-۱۱ محدودیت‌های فولادگذاری جهت اعضای خمشی یا فشاری

۹-۱۴-۱۱-۱ محدودیت‌های فاصله میلگردها

۹-۱۴-۱۱-۱-۱ 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

۹-۱۴-۱۱-۱-۲ در اعضای تحت فشار و خمش فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از یکدیگر، نباید بیشتر از ۲۰۰ میلی‌متر باشد.

۹-۱۴-۱۱-۱-۳ درصورتی که میلگردهای موازی در چند سفره قرار گیرند، میلگردهای سفره فوقانی باید طوری بالای میلگردهای سفره تحتانی واقع شوندکه معبر بتن تنگ نشود، فاصله آزاد بین هر دو سفره نباید از ۲۵ میلی‌متر و نه از قطر بزرگترین میلگرد کمتر باشد.

۹-۱۴-۱۱-۱-۴ دراعضای فشاری با خاموت‌های بسته یا دورپیچ، فاصله آزاد بین هر دو میلگرد طولی نباید از ۱/۵ برابر قطر بزرگترین میلگرد و نه از ۴۰ میلی‌متر، کمتر باشد.

۹-۱۴-۱۱-۱-۵ فاصله مجاز بین میلگردها درمحل وصله‌های پوششی در بند ۹-۲۱-۴-۱-۵ ارائه شده است.

۹-۱۴-۱۱-۱-۶ محدودیت‌های فاصله آزاد بین میلگردها باید در مورد فاصله آزاد وصله‌های پوششی با وصله‌ها یا میلگردهای مجاور نیز رعایت شوند.

۹-۱۴-۱۱-۲ گروه میلگردهای در تماس

۹-۱۴-۱۱-۲-۱ در استفاده از گروه میلگردهای موازی که درآنها میلگردها درتماس با هم بسته می‌شوند تا به صورت واحد عمل کنند، ضوابط (الف) تا (ج) این بند، باید رعایت شوند:

الف) تعداد میلگردهای هرگروه برای گروه‌های قائم تحت فشار نباید از ۴ عدد، و در سایر موارد از ۳ عدد تجاوز کند.

ب) در تمامی موارد تعداد میلگردهای هرگروه در محل وصله‌ها نباید بیشتراز ۴ باشد.

پ) درگروه 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) درتیرها نباید میلگردها با قطر بزرگتر از ۳۶ میلی‌متر را به صورت گروهی به کاربرد.

ث) گروه‌های میلگردهای در تماس باید درخاموت‌های بسته یا دورپیچ محصور شوند.

ج) درمواردی نظیر تعیین محدودیت‌های فاصله و حداقل ضخامت پوشش بتن محافظ، که قطر میلگردها مبنای محاسبه قرار می‌گیرد، قطرگروه میلگردهای درتماس 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.

۹-۱۴-۱۱-۳ میلگردهای انتظار خم شده

۹-۱۴-۱۱-۳-۱ 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، دورپیچ‌ها 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 دورپیچ فاصله آنها تا نقاط خم شده نباید از ۵۰ میلی‌متر بیشتر باشد.

۹-۱۴-۱۱-۳-۲ خم کردن میلگردهای انتظار باید قبل از جاگذاری میلگردها انجام پذیرد.

۹-۱۴-۱۱-۳-۳ 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.

۹-۱۵ برش و پیچش

۹-۱۵-۰ 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_e = مساحت مقطع موثر (در مقطع مستطیل شکل $A_e = bd$) ، میلی‌متر مربع

A_f = سطح مقطع آرماتور خمشی در دستک‌ها و شانه‌ها، میلی‌متر مربع

A_g = مساحت کل مقطع، میلی‌متر مربع

A_h = سطح مقطع آرماتور برشی موازی با آرماتور کششی نظیر خمش، میلی‌متر مربع

A_l = 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، میلی‌متر مربع

A_o = مساحت سطح محصور شده به وسیله جریان برش ناشی از پیچش در مقطع، میلی‌متر مربع

A_{oh} = مساحت سطح محصور شده به وسیله 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 بسته که در محدوده‌ای به طول S_n در برابر پیچش

مقاومت می‌کند، میلی‌متر مربع

A_{sv} = سطح مقطع آرماتور برشی در محدوده‌ای به طول S_n

A_v = سطح مقطع آرماتور برشی در محدوده‌ای به طول S_n یا سطح مقطع آرماتور برشی عمود بر آرماتور کششی نظیر خمش در محدوده‌ای به طول S_n 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_h، میلی‌متر مربع

b_1 = بعد مربوط به محیط بحرانی برش سوراخ‌شدگی که به فاصله $\frac{d}{2}$ از لبه تکیه‌گاه قرار دارد و در امتداد محور طولی نوار پوششی می‌باشد، میلی‌متر

b_2 = بعد مربوط به محیط بحرانی برش سوراخ‌شدگی که به فاصله $\frac{d}{2}$ از لبه تکیه‌گاه قرار دارد و در امتداد محور عرضی نوار پوششی می‌باشد، میلی‌متر

b_t = پهنای آن قسمتی از سطح مقطع که خاموت‌های بسته مقاوم در مقابل پیچش را در بر می‌گیرد، میلی‌متر

b_w = پهنای جان یا قطر مقطع مدور، میلی‌متر

b_o = محیط مقطع بحرانی برای دال‌ها و شالوده‌ها، میلی‌متر

b_{om} = محیط مقطع بحرانی خاص برای دال‌ها با کلاهک برشی، میلی‌متر

c_1 = بعد ستون مستطیلی یا ستون مستطیلی معادل، سر ستون یا کتیبه سرستون در امتداد دهانه‌ای که لنگرها برای آن محاسبه می‌شوند، میلی‌متر

c_2 = بعد ستون مستطیلی یا ستون مستطیلی معادل، سرستون یا کتیبه سرستون در امتداد 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 نمونه استوانه استاندارد بتن، مگاپاسکال

f_y = مقاومت مشخصه فولاد (f_{yK})، مگاپاسکال، که برای تسهیل کار در این فصل‌حرف k در

زیرنویس حذف شده است.

f_{yd} = مقاومت محاسباتی فولاد که برابر است با $\phi_s f_y$ ، مگاپاسکال

f_{yv} = مقاومت مشخصه فولادهای عرضی

f_{yl} = مقاومت مشخصه فولادهای طولی

h = ضخامت کل عضو، میلی‌متر

h_b = فاصله بین وجه تحتانی تیر فرعی و وجه تحتانی تیر اصلی در امتداد بار (درصورتی که h_b کمتر از ۷۵ میلی‌متر باشد، مقدار آن را می‌توان برابر با ۷۵ میلی‌متر در نظرگرفت)، میلی‌متر

h_v = ارتفاع کلاهک برشی، میلی‌متر

h_w = ارتفاع دیوار از پایین تا بالا، میلی‌متر

l_n = طول دهانه آزاد - فاصله بر تا بر تکیه‌گاه‌ها، میلی‌متر

l_r = حداقل طول بازوی کلاهک

l_v = حداقل طول هر بازوی کلاهک برشی از مرکز، میلی‌متر

l_w = طول افقی دیوار، میلی‌متر

M_m = لنگر اصلاح شده، نیوتن - میلی‌متر

M_p = لنگر پلاستیکی مقطع کلاهک برشی، نیوتن - میلی‌متر

M_r = لنگر خمشی مقاوم نهایی مقطع، نیوتن- میلی‌متر

M_u = لنگر خمشی نهایی، نیوتن- میلی‌متر

M_{uf} = کسری از لنگر متعادل نشده که به وسیله خمش منتقل می‌شود.

M_{uv} = کسری از لنگر متعادل نشده که به وسیله برش منتقل می‌شود.

M_v = اضافه مقاومت خمشی هر نوار ستون در دال ناشی از وجود کلاهک برشی، نیوتن- میلی‌متر

N_r = نیروی کششی مقاوم نهایی مقطع، نیوتن

N_u = نیروی محوری نهایی که همزمان با V_u در مقطع اثر می‌کند، علامت این نیرو در فشار مثبت و در کشش منفی است. این نیرو آثار ناشی از جمع‌شدگی و وارفتگی را شامل می‌شود، نیوتن

P_c = محیط بیرونی مقطع بتن، میلی‌متر

P_h = محیط سطح محصور شده به وسیله محورهای اضلاع خاموت بسته پیچشی بیرونی در مقطع، میلی‌متر

S_n = فاصله بین سفره‌های آرماتور برشی یا پیچشی در امتداد موازی با آرماتور طولی، میلی‌متر

S_h = فاصله بین سفره‌های آرماتور برشی یا پیچشی در امتداد عمود بر آرماتور طولی- یا فاصله بین میلگردهای افقی دیوار، میلی‌متر

T_{cr} = لنگر پیچشی ترک خوردگی، نیوتن- میلی‌متر

T_r = لنگر پیچشی مقاوم، نیوتن- میلی‌متر

T_s = لنگر پیچشی مقاوم تأمین شده توسط خاموت پیچشی، نیوتن- میلی‌متر

T_u = لنگر پیچشی نهایی، نیوتن- میلی‌متر

ν_c = مقاومت برشی بتن، مگاپاسکال

V_c = حداکثر نیروی برشی مقاوم تأمین شده توسط بتن، نیوتن

V_P = نیروی برشی مقاوم تامین شده توسط المان پیش‌تنیدگی

V_r = نیروی برشی مقاوم مقطع ، نیوتن

V_s = نیروی برشی مقاوم تأمین شده توسط فولاد برشی، نیوتن

V_u = نیروی برشی نهائی موجود، نیوتن

α = زاویه بین میلگردهای طولی خم شده یا خاموت‌های مایل و محور طولی عضو

α_f = زاویه بین آرماتورهای برش اصطکاکی و صفحه برش

α_S = ضریب ثابت به کار برده شده برای محاسبه V_c در دال‌ها یا شالوده‌ها

α_V = نسبت سختی خمشی بازوی کلاهک برشی به سختی خمشی مقطع ترک‌خورده دال مرکب اطراف آن

β_C = نسبت طول به عرض سطح اثر بار متمرکز با سطح تکیه‌گاه محدود

θ = زاویه تمایل تنش‌های فشاری نسبت به محور طولی عضو

η = تعداد بازوهای کلاهک برشی

μ = ضریب اصطکاک

ρ = نسبت سطح مقطع آرماتور کششی به سطح مقطع مؤثر، $(\rho = \frac{A_s}{A_e})$

ρ_h = نسبت سطح مقطع آرماتور برشی افقی به مساحت کل مقطع قائم بتن

ρ_n = نسبت سطح مقطع آرماتور برشی قائم به مساحت کل مقطع افقی بتن

ρ_w = $\frac{A_s}{b_w d}$

φ_c = ضریب جزئی ایمنی بتن

φ_S = ضریب جزئی ایمنی فولاد

۹-۱۵-۱ گستره

۹-۱۵-۱-۱ ضوابط این فصل باید برای طراحی قطعات تحت اثر برش یا پیچش و یا اثر توأم آنها، در حالت‌های حدی نهایی مقاومت رعایت شوند.

۹-۱۵-۲ حالت حدی نهایی مقاومت در برش

۹-۱۵-۲-۱ در مقاطع تحت اثر برش، کنترل حالت حدی مقاومت باید بر اساس رابطه (۹-۱۵-۱) صورت گیرد:

$$V_u \leq V_r \qquad (۹-۱۵-۱)$$

در این رابطه V_u نیروی برشی ایجاد شده در مقطع است که از تحلیل سازه تحت اثر بار نهایی به دست می‌آید و V_r مطابق بند ۹-۱۵-۲-۲ محاسبه می‌شود.

۹-۱۵-۲-۲ مقدار V_r از رابطه (۹-۱۵-۲) محاسبه می‌شود:

$$V_r = V_c + V_s \qquad (۹-۱۵-۲)$$

مقادیر V_c و V_s بر اساس ضوابط قسمت‌های ۹-۱۵-۳ و ۹-۱۵-۴ محاسبه می‌شوند.

۹-۱۵-۲-۳ مقدار V_r نباید بیشتر از $۰/۲۵ f_{cd} b_w d$ در نظر گرفته شود.

۹-۱۵-۳ نیروی برشی مقاوم تأمین شده توسط بتن

۹-۱۵-۳-۱ V_c را می‌توان بر اساس ضوابط بندهای ۹-۱۵-۳-۱-۱ تا ۹-۱۵-۳-۱-۳ و یا با جزئیات دقیق‌تر مطابق بند ۹-۱۵-۳-۲ محاسبه نمود.

۹-۱۵-۳-۱-۱ برای اعضایی که تحت اثر برش و خمش قرار دارند:

$$V_c = v_c b_W d \qquad (۹-۱۵-۳)$$

در این رابطه v_C با استفاده از رابطه (۹-۱۵-۴) محاسبه می‌شود:

$$v_c = ۰/۲\phi_C \sqrt{f_c} \qquad (۹-۱۵-۴)$$

۹-۱۵-۳-۱-۲ برای اعضایی‌که تحت اثر برش و خمش و فشار محوری قرار دارند:

$$V_c = v_c (۱ + \frac{N_u}{۱۲A_g}) b_w d \qquad (۹-۱۵-۵)$$

۹-۱۵-۳-۱-۳ برای اعضایی که تحت اثر همزمان برش، خمش و کشش محوری قرار دارند:

$$V_c = v_c (۱ + \frac{N_u}{۳A_g}) b_w d \geq ۰ \qquad (۹-۱۵-۶)$$

در این رابطه، N_u منفی است.

۹-۱۵-۳-۲ مقدار V_c را می‌توان با جزئیات دقیق تر مطابق بندهای ۹-۱۵-۳-۲-۱ و ۹-۱۵-۳-۲-۲ محاسبه نمود.

۹-۱۵-۳-۲-۱ برای اعضایی که تحت اثر همزمان برش و خمش قرار دارند:

$$V_c = (۰/۹۵ v_c + ۱۲\rho_w \frac{V_u d}{M_u}) b_w d \qquad (۹-۱۵-۷)$$

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 (۹-۱۵-۷) 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 اثر می‌کند.

۹-۱۵-۳-۲-۲ برای اعضایی که تحت اثر همزمان برش و خمش و فشار محوری قرار دارند:

در این حالت برای محاسبه V_c می‌توان رابطه (۹-۱۵-۷) را به کار برد با این تفاوت که در آن به جای M_u مقدار M_m از رابطه (۹-۱۵-۸) را جایگزین نموده و کمیت $\frac{V_u d}{M_u}$ را نیز به مقدار واحد محدود نکرد.

$$M_m = M_u - N_u(\frac{۴h-d}{۸}) \qquad (۹-۱۵-۸)$$

مقدار V_c در هر حال نباید بزرگتر از مقدار به دست آمده از عبارت (۹-۱۵-۹) در نظر گرفته شود:

$$۱/۷۵ v_c \sqrt{۱+\frac{N_u}{۳A_g}} b_w d \qquad (۹-۱۵-۹)$$

در صورتی که مقدار M_m در رابطه (۹-۱۵-۸) منفی گردد، V_c معادل مقدار حاصل از عبارت (۹-۱۵-۹) منظور می‌گردد.

۹-۱۵-۴ نیروی برشی تأمین شده توسط آرماتورها

۹-۱۵-۴-۱ انواع آرماتورهای برشی

آرماتورهای برشی می‌توانند شامل انواع زیر باشد:

الف) خاموت‌های عمود بر محور عضو

ب) خاموت‌هایی با زاویه ۴۵ درجه یا بیشتر نسبت به میلگردهای کششی طولی به نحوی که ترک‌های قطری احتمالی را قطع کنند. در صورت احتمال تغییر زاویه ترک در اثر تغییر نوع بارگذاری، استفاده از این نوع خاموت مجاز نمی‌باشد.

پ) میلگردهای طولی‌خم شده به قطر حداکثر ۳۶ میلی متر، تحت‌زاویه ۳۰ درجه یا بیشتر نسبت به میلگردهای‌کششی طولی به نحوی که ترکهای قطری احتمالی را قطع کنند.

ت) ترکیبی از خاموت‌ها و میلگردهای طولی‌خم شده با شرایط مذکور در بندهای الف ، ب و پ.

ث) آرماتورهای طولی توزیع شده در ارتفاع تیرهای عمیق یا تیر تیغه‌های تعریف شده در بند ۹-۱۴-۳-۱.

ج) دورپیچ‌ها

۹-۱۵-۴-۲ نیروهای برشی مقاوم انواع آرماتورها

مقدار V_s در حالات مختلف براساس بندهای ۹-۱۵-۴-۲-۱ تا ۹-۱۵-۴-۲-۶ محاسبه می‌شوند.

۹-۱۵-۴-۲-۱ وقتی‌که از آرماتور برشی عمود بر محور عضو استفاده می‌شود:

$$V_S = \varphi_s A_{sv} f_{yv} \frac{d}{S_n} \qquad (۹-۱۵-۱۰)$$

۹-۱۵-۴-۲-۲ وقتی‌که از خاموت‌های مایل به عنوان آرماتورهای برشی استفاده می‌شود:

$$V_S = \varphi_s A_{sv} f_{yv} \left(\sin\alpha + \cos\alpha\right) \frac{d}{S_n} \qquad (۹-۱۵-۱۱)$$

۹-۱۵-۴-۲-۳ وقتی‌که آرماتور برشی شامل یک میلگرد منفرد یا یک ردیف میلگردهای متوازی باشد که همگی در فاصله‌ای یکسان از تکیه‌گاه خم شده باشند:

$$V_S = \varphi_s A_{sv} f_{yv} \sin\alpha \qquad (۹-۱۵-۱۲)$$

مقدار V_s در این حالت نباید بیشتر از $1/5\nu_c b_w d$در نظر گرفته شود.

۹-۱۵-۴-۲-۴ وقتی آرماتور برشی شامل یک سری میلگردهای خم شده متوازی در فواصل مختلف از تکیه‌گاه باشد، مقدار V_s برابر ۰/۷۵ مقدار بدست آمده از رابطه (۹-۱۵-۱۱) در نظر گرفته می‌شود. در این حالت مقدار V_s نباید بیشتر از مقدار $2/5\nu_c b_w d$اختیار شود.

۹-۱۵-۴-۲-۵ آرماتورهای طولی خم شده را تنها در سه چهارم طول ناحیه مورب متقارن به مرکز آنها، می‌توان به عنوان آرماتور برشی موثر تلقی نمود. فواصل این آرماتورها باید طوری انتخاب شود که ضابطه بند ۹-۱۵-۶-۴-۲ در طولی معادل سه چهارم طول ناحیه مورب (متقارن نسبت به مرکز) میلگردها عملی گردد.

۹-۱۵-۴-۲-۶ در صورتی که بیش از یک نوع آرماتور برشی در یک ناحیه از عضوی مورد استفاده قرار گیرد، مقدار V_s برابر مجموع مقادیر نظیر محاسبه شده برای انواع مختلف آرماتورها می‌باشد.

۹-۱۵-۵ ضوابط کلی طراحی برای برش

۹-۱۵-۵-۱ در محاسبه مقدار V_r، اثر هرگونه قسمت خالی درمقطع اعضاء باید در نظر گرفته شود.

۹-۱۵-۵-۲ در محاسبه مقدار V_c در صورت لزوم باید اثر کشش محوری ناشی از وارفتگی، جمع‌شدگی در اعضای مقید (غیرآزاد) و نیز اثر کشش و فشار مورب ناشی از خمش در اعضای با ارتفاع متغیر در نظر گرفته شوند، در صورتی‌که اثر کشش و فشار مورب در جهت مساعد باشد، می‌توان از آن صرفنظر کرد.

۹-۱۵-۵-۳ مقدار V_u در تکیه‌گاه‌ها را می‌توان طبق بند ۹-۱۵-۵-۴ کاهش داد، مشروط بر آنکه:

الف) عکس‌العمل تکیه‌گاه درامتداد 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 ۹-۱۵-۵-۴ وارد نشود.

۹-۱۵-۵-۴ 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 (مقطع بحرانی) وجود دارد، طراحی کرد.

۹-۱۵-۶ محدودیت آرماتورهای برشی

۹-۱۵-۶-۱ رده میلگردهای مصرفی

در میلگردهای برشی استفاده شده باید ضوابط بند ۹-۱۳-۷-۶ رعایت گردد.

۹-۱۵-۶-۲ مهار آرماتورهای عرضی در مقطع

خاموت‌ها و میلگردهای طولی‌خم شده و شبکه‌های فولادی‌که به عنوان آرماتور برشی به‌کار می‌روند باید تا فاصله‌ای برابر با d از دورترین تار فشاری مقطع عضو ادامه یابند و در هر دو انتها مطابق بند ۹-۲۱-۳-۴ برای حصول مقاومت نظیر حد تسلیم مفروض، مهار شوند.

۹-۱۵-۶-۳ حداقل‌آرماتور برشی

۹-۱۵-۶-۳-۱ در تمامی اعضای خمشی بتن‌آرمه‌ای، به غیر از موارد مندرج در بند ۹-۱۵-۶-۳-۲، که در آنها مقدار V_u از نصف مقدار V_c تجاوز کند، باید آرماتور برشی به کار برده شود.

مقدار آرماتور برشی حداقل از رابطه (۹-۱۵-۱۳) به دست می‌آید:

$$A_{sv\min} = ۰/۰۶\sqrt{f_c}\,\frac{b_w S_n}{f_{yv}} \qquad (۹-۱۵-۱۳)$$

۹-۱۵-۶-۳-۲ درموارد زیر ضوابط مربوط به بخش‌های مربوطه ملاک عمل خواهد بود.

الف) دال‌ها و شالوده‌ها

ب) سقف‌های ساخته شده با سیستم تیرچه‌های بتنی مطابق تعریف بند ۹-۱۴-۶-۲

پ) تیرهایی که ارتفاع آنها کمتر از ۲۵۰ میلی‌متر است.

ت) تیرهایی‌که به صورت یکپارچه با دال ریخته شده و ارتفاع کل آنها کمتر از دو و نیم برابر ضخامت دال، نصف پهنای جان و ۶۰۰ میلی‌متر باشد.

۹-۱۵-۶-۳-۳ چنانچه بتوان به کمک آزمایش‌های قابل قبول نشان داد که در صورت حذف آرماتور برشی، مقاطع مورد نظر مقاومت‌های خمشی و برشی لازم را خواهند داشت، می‌توان ضابطه بند ۹-۱۵-۶-۳-۱ را رعایت نکرد. در این آزمایش‌ها باید اثر نشست‌های نامساوی، وارفتگی،

جمع‌شدگی و تغییر درجه حرارت محیط را براساس ارزیابی واقعی در شرایط بهره‌برداری در نظر گرفت.

۹-۱۵-۶-۳-۴ چنانچه براساس بند ۹-۱۵-۷-۱ طراحی برای پیچش لازم باشد، حداقل سطح مقطع خاموت برشی و پیچشی بسته در مجموع از رابطه (۹-۱۵-۱۴) بدست می‌آید.

$$(A_{sv}+2A_t)_{\min}=0.06\sqrt{f_c}\,\frac{b_w S_n}{f_{yv}} \qquad (۹-۱۵-۱۴)$$

این آرماتورها باید از نوع خاموت بسته باشد، ضمناً تعبیه حداقل فولاد پیچشی طولی نیز الزامی است.

۹-۱۵-۶-۴ حداکثر فواصل خاموت برشی

۹-۱۵-۶-۴-۱ فاصله بین خاموت‌های برشی عمود بر محور عضو نباید از $\frac{d}{2}$ بیشتر باشد.

۹-۱۵-۶-۴-۲ فاصله بین خاموت‌های مایل و یا میلگردهای طولی خم شده باید چنان باشد که هر خط ۴۵ درجه‌ای که به طرف عکس‌العمل از وسط مقطع، $\frac{d}{2}$ تا میلگردهای کششی طولی رسم شود، حداقل به وسیله یک ردیف از آرماتورهای برشی قطع گردد.

۹-۱۵-۶-۴-۳ درصورتی‌که مقدار V_u بیشتر از $0.125\phi_c f_c b_w d$ باشد، حداکثر فواصل داده شده در بندهای ۹-۱۵-۶-۴-۱ و ۹-۱۵-۶-۴-۲ باید به نصف تقلیل داده شوند.

۹-۱۵-۷ حالت حدی نهائی پیچش

۹-۱۵-۷-۱ در صورتی‌که مقدار T_u از مقدار $0.25T_{cr}$ کمتر باشد، طراحی برای پیچش ضرورتی ندارد. مقدار T_{cr} از رابطه (۹-۱۵-۱۵) به دست می‌آید:

$$T_{cr}=1.9\left(\frac{A_c^2}{P_c}\right)\lambda v_c \qquad (۹-۱۵-۱۵)$$

λ ضریبی برای در نظر گرفتن بتن سبک است که طبق بند ۹-۱۳-۷-۸ تعیین می‌گردد.

۹-۱۵-۷-۲ در مقاطع تحت اثر پیچش، در مواردی که طراحی برای پیچش لازم باشد، کنترل حالت حدی نهایی مقاومت باید بر اساس رابطه (۹-۱۵-۱۶) صورت گیرد:

$$T_u \le T_r \qquad (۹-۱۵-۱۶)$$

در این رابطه T_r از رابطه (۹-۱۵-۱۷) محاسبه می‌شود:

$$T_r = T_s \qquad (۹-۱۵-۱۷)$$

بدین منظور، علاوه بر خاموتهای بسته پیچشی باید فولادهای طولی پیچشی مطابق بند ۹-۱۵-۸-۳ نیز جداگانه طراحی گردد. در این مبحث از کمک بتن برای تأمین مقاومت پیچشی، به علت ترک خوردگی، صرفنظر شده است. مقدار T_s طبق ضوابط بندهای ۹-۱۵-۸ تا ۹-۱۵-۱۰ محاسبه می‌شود.

۹-۱۵-۸ لنگر پیچشی مقاوم تأمین شده توسط آرماتورهای پیچشی

۹-۱۵-۸-۱ آرماتورهای پیچشی مورد نیاز برای تأمین لنگر پیچشی در یک قطعه شامل خاموت‌های قائم بسته یا دورپیچ‌ها و آرماتور طولی که بطور یکنواخت در اطراف مقطع پخش می‌شود، می‌باشند.

۹-۱۵-۸-۲ مقدار T_s با استفاده از رابطه (۹-۱۵-۱۸) محاسبه می‌شود.

$$T_S = 2\phi_s A_o A_t \frac{f_{yv}}{S_n} \qquad (۹-۱۵-۱۸)$$

در صورت عدم استفاده از محاسبات دقیق‌تر مقدار A_o را می‌توان $۰/۸۵A_{oh}$ منظور نمود.

۹-۱۵-۸-۳ مقدار A_l مورد نیاز برای تأمین مقاومت T_s از رابطه (۹-۱۵-۱۹) به دست می‌آید:

$$A_l = (\frac{A_t}{S_n})P_h(\frac{f_{yv}}{f_{yl}}) \qquad (۹-۱۵-۱۹)$$

همچنین نسبت $\frac{A_t}{S_n}$ باید برابر مقدار به دست آمده از رابطه (۹-۱۵-۱۸) باشد.

فاصله این آرماتورها نباید بیش از ۳۰۰ میلی‌متر از یکدیگر بوده و باید دور تا دور مقطع در داخل محیط خاموت بسته پیچشی به طور یکنواخت به نحوی توزیع شوند که حداقل یک میلگرد طولی به قطر معادل $\frac{S_n}{16}$ یا بیشتر در هر گوشه خاموت‌های پیچشی قرار گیرد.

۹-۱۵-۸-۴ در مقاطع توخالی تحت اثر پیچش، فاصله محورهای اضلاع خاموت بسته پیچشی تا وجه درونی مقطع نباید کمتر از $0.5\frac{A_{oh}}{P_h}$ باشد.

۹-۱۵-۹ ترکیب پیچش و خمش - پیچش و برش

۹-۱۵-۹-۱ آرماتورهای پیچشی را می‌توان با توجه به اندرکنش برش - پیچش و خمش - پیچش با آرماتورهای لازم برای سایر مقاومت‌ها ترکیب کرد به شرطی‌که مقدار آرماتور به‌کار برده شده برابر با مجموع مقادیر لازم برای هر یک از عوامل مورد نظر باشد. در این‌حالت باید محدودکننده‌ترین ضوابط رعایت شوند. این آرماتورها در صورت لزوم به آرماتورهای مورد نیاز برای سایر موارد افزوده می‌شوند.

۹-۱۵-۹-۲ در منطقه فشاری عضو خمشی، سطح مقطع آرماتور طولی پیچشی لازم را می‌توان به اندازه $\frac{M_u}{0.9d\phi_s f_{yl}}$ کاهش داد. M_u لنگر خمشی نهایی موثر در مقطع همزمان با T_u است.

۹-۱۵-۹-۳ تمامی مقاطع را که در فاصله‌ای کمتر از d از بر داخلی تکیه‌گاه قرار دارند، 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 موجود نباشد.

۹-۱۵-۱۰ محدودیت‌های آرماتورهای پیچشی

۹-۱۵-۱۰-۱ در میلگردهای پیچشی عرضی استفاده شده باید ضوابط بند ۹-۱۳-۷-۶ رعایت گردد.

۹-۱۵-۱۰-۲ خاموت‌های بسته و دورپیچ‌های پیچشی باید تا فاصله d از دورترین تار فشاری در مقطع ادامه یافته و آرماتورهای پیچشی مطابق ضوابط فصل بیست و یکم مهار گردند.

۹-۱۵-۱۰-۳ حداقل خاموت بسته پیچشی در اعضای تحت پیچش که طبق بند ۹-۱۵-۷-۱ باید برای پیچش طراحی شوند از رابطه (۹-۱۵-۱۴) تعیین می‌شود.

۹-۱۵-۱۰-۴ باید تمام میلگردهای پیچشی (فولادهای طولی به علاوه خاموت‌های بسته و یا دورپیچ‌ها) حداقل در طولی برابر با بزرگترین بعد عضو از نقطه‌ای که دیگر نیاز به مقاومت پیچشی نیست ادامه یافته و مهار آنها مطابق ضوابط فصل بیست و یکم صورت گیرد.

۹-۱۵-۱۰-۵ حداکثر فاصله بین خاموت‌های بسته پیچشی از رابطه (۹-۱۵-۲۰) تعیین می‌گردد:

$$S_{\max} = \min(\frac{P_h}{۸}, ۳۰۰) \qquad (۹-۱۵-۲۰)$$

۹-۱۵-۱۰-۶ ابعاد مقطع تحت اثر برش و پیچش باید به نحوی انتخاب شوند که روابط (۹-۱۵-۲۱) و (۹-۱۵-۲۲) برقرار باشد.

۹-۱۵-۱۰-۷ حداکثر تنش در مقاطع قوطی شکل از رابطه (۹-۱۵-۲۱) و در مقاطع توپر از رابطه (۹-۱۵-۲۲) بدست می‌آید.

$$\frac{V_u}{b_w d} + \frac{T_u P_h}{۱/۷ A_{oh}^{۲}} \le ۰/۲۵ f_{cd} \qquad (۹-۱۵-۲۱)$$

$$\sqrt{(\frac{V_u}{b_w d})^{۲} + (\frac{T_u P_h}{۱/۷ A_{oh}^{۲}})^{۲}} \le ۰/۲۵ f_{cd} \qquad (۹-۱۵-۲۲)$$

در مقاطع بتن پیش تنیده، عبارت V_u با $V_u - V_p$ جایگزین می‌گردد.

۹-۱۵-۱۱ لنگر پیچشی نهایی در اعضای ساختمان‌های نامعین

۹-۱۵-۱۱-۱ در مواردی که مقاومت در برابر لنگر T_u برای برقراری تعادل عضوی لازم باشد، عضو مورد نظر باید برای تحمل تمام لنگر پیچشی معادل T_{cr}، مطابق ضوابط بند ۹-۱۵-۷ طراحی شود.

۹-۱۵-۱۱-۲ در مواردی که امکان کاهش لنگر پیچشی در اثر باز پخش لنگرهای داخلی در عضوی از یک ساختمان نامعین موجود باشد، می‌توان مقدار T_u را به $۰/۶۷T_{cr}$ کاهش داد به شرطی که اثر لنگرها و برش‌های تعدیل‌شده عضو در سایر اعضای مجاور با استفاده از روابط تعادل، محاسبه و در طراحی به کار گرفته شود.

۹-۱۵-۱۱-۳ در صورت استفاده از بند ۹-۱۵-۱۱-۲ و در صورت عدم استفاده از تحلیل دقیق‌تر، می‌توان لنگر پیچشی نهایی ناشی از اثر دال‌ها روی تیرهای باربر را با یک توزیع خطی یکنواخت جایگزین کرد.

۹-۱۵-۱۲ جزئیات تکمیلی آرماتورهای عرضی

۹-۱۵-۱۲-۱ تمامی میلگردهای اعضای فشاری باید با خاموت‌هایی در بر گرفته شوند و ضوابط بندهای ۹-۱۵-۱۲-۱ تا ۹-۱۵-۱۲-۸ در آنها رعایت شوند.

۹-۱۵-۱۲-۲ قطر خاموت‌ها نباید کمتر از مقادیر (الف) و (ب) این بند اختیار شود:

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

ب) ۱۰ میلی‌متر برای میلگردهای طولی با قطر بیش از ۳۰ میلی‌متر و نیز برای گروه میلگردهای در تماس

۹-۱۵-۱۲-۳ قطر خاموت‌ها به هر حال نباید از ۸ میلی‌متر کمتر باشد.

۹-۱۵-۱۲-۴ فاصله هر دو خاموت متوالی از هم نباید از هیچ یک از مقادیر (الف) تا (ت) بیشتر باشد:

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

ب) ۳۶ برابر قطر میلگرد خاموت
پ) کوچکترین بعد عضو فشاری
ت) ۲۵۰ میلی‌متر

۹-۱۵-۱۲-۵ در هر مقطع تعداد خاموت‌ها باید طوری باشد که هریک از میلگردهای زیر در گوشه یک خاموت با زاویه داخلی حداکثر ۱۳۵ درجه قرار گیرد و به طور جانبی نگهداشته 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 نگهداری شده مجاور بیشتر از ۱۵۰ میلی‌متر باشد.
در مواردی که میلگردهای طولی روی محیط دایره قرار گیرند، می‌توان از خاموت‌های مدور استفاده کرد مشروط بر آنکه انتهای آنها به قلاب استاندارد ۱۳۵ درجه ختم شود یا به نحوی مناسب در بتن قسمت داخلی دایره مهار شود.

۹-۱۵-۱۲-۶ خاموت‌ها باید با فواصل تعیین شده در تمام طول عضو قرار داده شوند. فاصله اولین خاموت از سطح فوقانی شالوده یا دال طبقه تحتانی و آخرین خاموت از زیر پایین‌ترین میلگردهای دال یا کتیبه سرستون طبقه فوقانی نباید از نصف فواصل تعیین شده در بند ۹-۱۵-۱۲-۴ بیشتر باشد.

۹-۱۵-۱۲-۷ در صورتی که تیرها یا دستک‌هایی به کلیه وجوه ستون متصل شده باشند می‌توان خاموت‌ها را در مقطعی به فاصله حداکثر ۷۵ میلی متر از زیر پایین‌ترین میلگرد در کم ارتفاع‌ترین تیر یا دستک متوقف کرد.

۹-۱۵-۱۲-۸ ضوابط مهار و وصله خاموت‌ها در فصل بیست و یکم ارائه شده‌اند.

۹-۱۵-۱۲-۹ تمامی ضوابط مربوط به اندازه‌های خاموت‌ها و محدودیت‌های فاصله آنها برای اعضای فشاری باید در مورد میلگردهای فشاری در اعضای خمشی هم رعایت شوند.

۹-۱۵-۱۲-۱۰ 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.

۹-۱۵-۱۳ برش‌اصطکاکی

۹-۱۵-۱۳-۱ گستره

ضوابط این قسمت در مواردی که انتقال نیروی برشی بین دو سطح با مشخصات (الف) الی (ت) مورد نظر باشد، به کار گرفته می‌شود:

الف) وجود ترک یا استعداد ترک خوردن بین دو سطح

ب) دو سطح ساخته شده با مصالح غیر متشابه

ت) دو سطح بتن ریزی شده در زمان‌های متفاوت

انتقال برش در موارد فوق توسط عملکرد برشی- اصطکاکی صورت می‌گیرد.

۹-۱۵-۱۳-۲ حالت حدی نهائی مقاومت

۹-۱۵-۱۳-۲-۱ در مقاطعی‌که انتقال برش در آنها به صورت برش‌اصطکاکی است، کنترل حالت حدی نهایی مقاومت باید براساس رابطه (۹-۱۵-۱) صورت گیرد. مقدار V_r در این رابطه طبق بند ۹-۱۵-۱۳-۲-۲ تعیین می‌گردد.

۹-۱۵-۱۳-۲-۲ مقدار V_r، با فرض وجود ترک در سراسر مقطع مورد نظر بر طبق بندهای ۹-۱۵-۱۳-۲-۳ تا ۹-۱۵-۱۳-۲-۶ و یا طبق بند ۹-۱۵-۱۳-۲-۷ محاسبه می‌شود. در هر یک از حالات، ضوابط بند ۹-۱۵-۱۳-۳ نیز باید رعایت شوند.

۹-۱۵-۱۳-۲-۳ در مواردی که آرماتور برش اصطکاکی نسبت به صفحه برش مایل باشد، به طوری که نیروی برشی در آن ایجاد کشش کند:

$$V_r = \lambda A_{vf} f_{yd} (\mu \sin\alpha_f + \cos\alpha_f) \qquad (۹-۱۵-۲۳-۱)$$

۹-۱۵-۱۳-۲-۴ در مواردی که آرماتور برش اصطکاکی عمود بر صفحه برش باشد:

$$V_r = \lambda \mu A_{vf} f_{yd} \qquad (۹-۱۵-۲۳-۲)$$

۹-۱۵-۱۳-۲-۵ ضریب اصطکاک μ در روابط (۹-۱۵-۲۳-۱) و (۹-۱۵-۲۳-۲) برابر با یکی از مقادیر زیر 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 ۹-۱۵-۱۳-۳-۵ ریخته شده باشد: ۰/۹

پ) برای بتنی که در مجاورت بتن سخت شده‌ای با زبری سطحی کمتر از میزان قید شده در بند ۹-۱۵-۱۳-۳-۵ ریخته شده باشد: ۰/۵

ت) برای بتنی‌که به وسیله گل میخ‌ها یا به وسیله میلگردهایی به پروفیل فولاد ساختمانی مهار شده باشد: ۰/۶

ضریب λ در روابط فوق مطابق بند ۹-۱۳-۷-۸ تعیین می‌گردد.

۹-۱۵-۱۳-۲-۶ مقدار V_r در هیچ حالت نباید بزرگتر از مقادیر $۰/۲۵\phi_c f_c A_{cv}$ و $۶/۵\phi_c A_{cv}$ در نظر گرفته شود.

۹-۱۵-۱۳-۲-۷ مقدار V_r را می‌توان با استفاده از هر روش طراحی دیگری که صحت آن به وسیله آزمایش‌های جامع تأیید شده باشد، تعیین نمود.

۹-۱۵-۱۳-۳ ضوابط طراحی برش اصطکاکی

۹-۱۵-۱۳-۳-۱ در میلگردهای برش اصطکاکی استفاده شده باید ضوابط بند ۹-۱۳-۷-۶ رعایت گردد.

۹-۱۵-۱۳-۳-۲ 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.

۹-۱۵-۱۳-۳-۳ 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 به‌آرماتور برش اصطکاکی در رابطه ۹-۱۵-۲۳-۲ اضافه نمود.

۹-۱۵-۱۳-۳-۴ آرماتورهای برش اصطکاکی باید به نحوی مناسب در سطوح صفحه برش توزیع شوند و برای آنکه بتوانند به تنش نظیر جاری شدن برسند باید به طور کامل در دو سمت صفحه برش در بتن مهار گردند. برای مهار کردن آرماتورها می‌توان از ادوات مکانیکی استفاده نمود.

۹-۱۵-۱۳-۳-۵ 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 μ را برابر با ۰/۹ فرض نمود سطح تماس باید با ایجاد خراش‌های به عمق تقریبی پنج میلی‌متر به حالت زبر درآورده شود.

۹-۱۵-۱۳-۳-۶ 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 عاری از زنگ‌زدگی باشند.

۹-۱۵-۱۴ ضوابط ویژه برای اعضای خمشی با ارتفاع زیاد (تیرهای عمیق)

۹-۱۵-۱۴-۱ گستره

ضوابط این قسمت باید در مورد اعضای خمشی که دارای شرایط (الف) و (ب) باشند، رعایت شوند:

الف- نسبت طول دهانه آزاد به ارتفاع مقطع $\frac{l_n}{h}$ در آنها کمتر از دو باشد.

ب- بار روی تیر در وجه فشاری، مقابل وجهی که روی تکیه‌گاه‌ها می‌نشیند، وارد آید به طوری که امکان به وجود آمدن دستک‌های فشاری از سمت بار به سمت تکیه‌گاه‌ها موجود باشد.

۹-۱۵-۱۴-۲ حالت حدی مقاوم نهایی در برش در تیرهای عمیق

۹-۱۵-۱۴-۲-۱ در تیرهای عمیق کنترل حالت حدی نهایی مقاومت در برش باید براساس روابط (۹-۱۵-۱) و (۹-۱۵-۲) صورت گیرد. در این روابط نیروی برشی مقاوم نهایی بتن، V_c، و نیروی برشی مقاوم نهایی آرماتورها، V_s، طبق بندهای ۹-۱۵-۱۴-۲-۴ و ۹-۱۵-۱۴-۲-۵ تعیین می‌گردند.

۹-۱۵-۱۴-۲-۲ در تیرهای عمیق کنترل حالت حدی مقاوم نهایی تنها در مقطع بحرانی عضو، مطابق تعریف بند ۹-۱۵-۱۴-۲-۳ صورت می‌گیرد و آرماتور برشی مورد نیاز در این مقطع در سراسر طول دهانه تیر عمیق ادامه داده می‌شود.

۹-۱۵-۱۴-۲-۳ مقطع بحرانی تیرهای عمیق مقطعی است که فاصله آن از بر داخلی تکیه‌گاه در تیرهای زیر اثر بار یکنواخت برابر با $۰/۱۵l_n$و در تیرهای زیر بارمتمرکز برابر با $۰/۵a$ باشد. این فاصله در هیچ حال نباید بیشتر از d در نظر گرفته شود.

۹-۱۵-۱۴-۲-۴ مقدار V_cرا می‌توان از رابطه (۹-۱۵-۳) و یا با جزئیات بیشتر از رابطه (۹-۱۵-۲۴) محاسبه نمود.

$$V_c = (۳/۵ - ۲/۵\frac{M_u}{V_u d})(۰/۹۵v_c + ۱۲\rho_w \frac{V_u d}{M_u})b_w d \qquad (۹-۱۵-۲۴)$$

در رابطه (۹-۱۵-۲۴) مقدار عبارت $(۳/۵ - ۲/۵\frac{M_u}{V_u d})$ نباید بیشتر از ۲/۵ و مقدار V_c نباید بیشتر از $۳v_c b_w d$ در نظر گرفته شود. M_u لنگر خمشی نهایی است که بطور همزمان با نیروی برشی نهایی V_u در مقطع بحرانی طبق تعریف بند ۹-۱۵-۱۴-۲-۳ اثر می‌کند.

۹-۱۵-۱۴-۲-۵ مقدار V_s، با استفاده‌از رابطه (۹-۱۵-۲۵) محاسبه می‌شود:

$$V_S = [\frac{A_V}{۱۲S_n}(۱ + \frac{l_n}{d}) + \frac{A_{Vh}}{۱۲S_h}(۱۱ - \frac{l_n}{d})]\phi_s f_y d \qquad (۹-۱۵-۲۵)$$

۹-۱۵-۱۴-۲-۶ مقدار V_r، نباید بیشتر از مقدار بدست آمده از رابطه (۹-۱۵-۲۶) اختیار شود.

$$V_r < ۴v_c b_w d \qquad (۹-۱۵-۲۶)$$

۹-۱۵-۱۴-۳ محدودیت‌های آرماتورهای برشی تیرهای عمیق

۹-۱۵-۱۴-۳-۱ سطح مقطع آرماتور برشی A_v نباید کمتر از $۰/۰۰۲۵b_w S_n$اختیار شود. فاصله این آرماتورها نیز نباید از مقادیر $\frac{d}{۳}$و ۳۰۰ میلی‌متر تجاوز کند.

۹-۱۵-۱۴-۳-۲ سطح مقطع آرماتور برشی A_{vh} نباید کمتر از $۰/۰۰۱۵b_w S_h$اختیار شود. فاصله این آرماتورها نیز نباید از مقادیر $\frac{d}{۵}$و ۳۰۰ میلی متر تجاوز کند.

۹-۱۵-۱۵ ضوابط ویژه برای دستک‌ها و شانه‌ها

۹-۱۵-۱۵-۱ گستره

ضوابط این قسمت باید در مورد دستک‌ها و شانه‌هایی که دارای شرایط (الف) و (ب) باشند، رعایت شوند:

الف) نسبت دهانه به ارتفاع موثر مقطع در بر تکیه‌گاه، $\frac{a}{d}$، بیشتر از یک نباشد.

ب) مقدار N_u، بزرگتر از نیروی برشی نهایی موثر بر آنها، V_u نباشد.

پ) ارتفاع موثر مقطع در لبه خارجی سطح اتکا، کمتر از $۰/۵d$ نباشد.

۹-۱۵-۱۵-۲ حالت حدی مقاوم نهایی در برش، خمش و کشش

۹-۱۵-۱۵-۲-۱ در دستک‌ها و شانه‌ها کنترل حالات حدی مقاوم نهایی در برش، خمش و نیروی محوری کششی، باید بر اساس روابط (۹-۱۵-۱)، (۹-۱۴-۱) و (۹-۱۴-۲) صورت گیرد.

مقادیر V_r، M_r و N_r باید بر اساس ضوابط بندهای ۹-۱۵-۱۵-۲-۴ تا ۹-۱۵-۱۵-۲-۶ محاسبه شوند.

۹-۱۵-۱۵-۲-۲ نیروهای V_u و N_u از تحلیل سازه تحت اثر بارهای نهایی به دست می‌آیند. مقدار N_u که در طراحی مورد استفاده قرار می‌گیرد نباید کمتر از مقدار $۰/۲ V_u$ 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.

۹-۱۵-۱۵-۲-۳ مقدار M_u با استفاده از رابطه (۹-۱۵-۲۷) محاسبه می‌شود:

$$M_u = V_u a + N_u (h - d) \qquad (۹-۱۵-۲۷)$$

۹-۱۵-۱۵-۲-۴ مقدار V_r، با فرض‌عملکرد مقطع به صورت برش اصطکاکی مطابق ضوابط بند ۹-۱۵-۱۳ محاسبه می‌شود. مقدار V_r نباید از دو مقدار $۰/۲۵ f_{cd} b_w d$ و $۶/۵ \phi_c b_w d$ بزرگتر اختیار شود.

۹-۱۵-۱۵-۲-۵ مقدار M_r، مطابق ضوابط فصل چهاردهم محاسبه می‌گردد. آرماتور کششی تأمین‌کننده لنگر M_r، A_f نامیده می‌شود.

۹-۱۵-۱۵-۲-۶ مقدار N_r، با استفاده از رابطه (۹-۱۵-۲۸) محاسبه می‌شود:

$$N_r = \phi_s A_n f_y \qquad (۹-۱۵-۲۸)$$

۹-۱۵-۱۵-۳ ضوابط کلی طراحی

۹-۱۵-۱۵-۳-۱ مقدار A_s، نباید کمتر از دو مقدار $(A_f + A_n)$ و $(\frac{۲}{۳}A_{vf} + A_n)$ اختیار شود.

۹-۱۵-۱۵-۳-۲ خاموت‌های بسته موازی با A_s به سطح مقطع کل A_h مساوی $۰/۵(A_s - A_n)$ یا بزرگتر از آن باید در داخل محدوده دو سوم ارتفاع موثر مقطع در مجاور A_s توزیع شوند.

۹-۱۵-۱۵-۳-۳ مقدار ρ نباید کمتر از $۰/۰۴\frac{f_c}{f_y}$ باشد.

۹-۱۵-۱۵-۳-۴ آرماتور کششی اصلی باید در وجه جلوی دستک یا شانه به یکی از طرق (الف) و (ب) مهار شود:

الف) به وسیله جوش دادن به یک میلگرد عرضی با قطری حداقل مساوی با قطر میلگردهای کششی اصلی، مقاومت جوش باید به حدی باشد که بتواند نیروی کششی حداکثر قابل تحمل برای آرماتورها را منتقل نماید.

ب) به وسیله خم‌کردن میلگرد کششی اصلی A_s به عقب به طوری که یک حلقه افقی تشکیل شود.

۹-۱۵-۱۵-۳-۵ سطح اتکای بار روی دستک یا شانه نباید از قسمت مستقیم میلگردهای کششی اصلی، A_s فراتر رود. این سطح همچنین نباید از وجه داخلی میلگردهای مهاری عرضی، در صورت استفاده از آنها، جلوتر رود.

۹-۱۵-۱۶ ضوابط ویژه برای دیوارها

۹-۱۵-۱۶-۱ گستره

۹-۱۵-۱۶-۱-۱ ضوابط این قسمت باید در طراحی دیوارهایی که تحت اثر نیروی برشی افقی در امتداد صفحه دیوار قرار دارند، رعایت شوند.

۹-۱۵-۱۶-۱-۲ دیوارهایی‌که تحت اثر نیروی برشی افقی در امتداد عمود بر صفحه دیوار قرار دارند، باید بر اساس ضوابط مربوط به دال‌ها در قسمت ۹-۱۵-۱۷ طراحی شوند.

۹-۱۵-۱۶-۲ حالت حدی مقاوم نهایی در برش

۹-۱۵-۱۶-۲-۱ در مقاطع افقی دیوارها کنترل حالت حدی مقاوم نهایی در برش باید برمبنای روابط (۹-۱۵-۱) و (۹-۱۵-۲) صورت گیرد. در این روابط مقادیر V_c و V_s، بر اساس بندهای ۹-۱۵-۱۶-۲-۲ تا ۹-۱۵-۱۶-۲-۵ محاسبه می‌شوند.

۹-۱۵-۱۶-۲-۲ مقدار V_c را در حالتی که دیوار تحت اثر برش یا تحت اثر توأم برش و فشار قرار دارد می‌توان از رابطه (۹-۱۵-۳) و در حالتی که دیوار تحت اثر برش و کشش قرار دارد می‌توان از رابطه (۹-۱۵-۶) محاسبه نمود. این نیروی مقاوم را نیز می‌توان با جزئیات بیشتر مطابق بند ۹-۱۵-۱۶-۲-۳ محاسبه کرد. مقدار d، در تمامی این روابط طبق بند ۹-۱۵-۱۶-۳-۲ تعیین می‌شود.

۹-۱۵-۱۶-۲-۳ در مواردی‌که محاسبه مقدار V_c ، با جزئیات بیشتر مورد نظر باشد، آن را می‌توان برابر با کمترین مقدار به دست آمده از دو رابطه (۹-۱۵-۲۹) و (۹-۱۵-۳۰) در نظر گرفت:

$$V_c = ۱/۶۵ v_c hd + \frac{N_u d}{۵ l_w} \qquad (۲۹-۱۵-۹)$$

$$V_c = \left[۰/۳ v_c + \frac{l_w (۰/۶ v_c + ۰/۱۵ \frac{N_u}{l_w h})}{(\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{۲})} \right] hd \qquad (۳۰-۱۵-۹)$$

در این روابط مقدار N_u برای فشار مثبت و برای کشش منفی است. در صورتی که مقدار $(\frac{M_u}{V_u}-\frac{l_w}{۲})$ منفی باشد رابطه (۹-۱۵-۳۰) به کار برده نمی‌شود و رابطه (۹-۱۵-۲۹) ملاک خواهد بود.

۹-۱۵-۱۶-۲-۴ مقدار V_c برای همه مقاطعی که در فاصله‌ای کمتر از کوچکترین دو مقدار $\frac{l_w}{۲}$ و $\frac{h_w}{۲}$ از پایه دیوار قرار دارند برابر با مقاومت برشی مقطع در کوچکترین این دو مقدار در نظر گرفته می‌شود.

۹-۱۵-۱۶-۲-۵ مقدار V_s از رابطه (۹-۱۵-۳۱) محاسبه می‌شود:

$$V_s = \phi_s \mathrm{A}_v f_y \frac{d}{s_h} \qquad (۹-۱۵-۳۱)$$

پارامتر d مطابق بند ۹-۱۵-۱۶-۳-۲ تعیین می‌شود. برای تأمین برش مقاوم V_s علاوه بر آرماتورهای برشی افقی A_v، آرماتورهای برشی قائم نیز باید در دیوار پیش‌بینی شود. مقدار این آرماتورها طبق بند ۹-۱۵-۱۶-۴-۲ تعیین می‌شود.

۹-۱۵-۱۶-۲-۶ مقدار V_r، در هیچ حالت نمی‌تواند بیشتر از $۵v_c hd$ اختیار شود.

۹-۱۵-۱۶-۳ ضوابط کلی طراحی

۹-۱۵-۱۶-۳-۱ در دیوارها چنانچه مقدار V_u بیشتر از $۰/۵V_c$باشد طراحی برای برش‌لازم است. مقادیر آرماتور برشی مورد نیاز بر اساس ضوابط بند ۹-۱۵-۱۶-۲ محاسبه می‌گردند. در مورد این آرماتور محدودیت‌های بند ۹-۱۵-۱۶-۴ باید رعایت شوند. چنانچه V_u کمتر از $۰/۵V_c$ باشد، آرماتورگذاری در دیوار مطابق بند ۹-۱۵-۱۶-۴ یا ضوابط طراحی دیوارهای باربر در فصل نوزدهم انجام می‌شود.

۹-۱۵-۱۶-۳-۲ درطراحی دیوارها برای برش، مقدار، d باید برابر با $۰/۸l_w$ در نظر گرفته شود. برای d می‌توان مقدار بزرگتری برابر با فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز سطح نیروهای کششی

میلگردهای تحت کشش در نظر گرفت مشروط بر آنکه نیروهای کششی مورد نظر با توجه به سازگاری تغییرشکل‌های نسبی در مقطع به دست آمده باشند.

۹-۱۵-۱۶-۳-۳ در محل درزهای اجرایی مقدار V_r باید بر اساس عملکرد برش اصطکاکی طبق بند ۹-۱۵-۱۳ تعیین گردد.

۹-۱۵-۱۶-۴ محدودیت‌های آرماتورها

۹-۱۵-۱۶-۴-۱ مقدار ρ_h، نباید کمتر از ۰/۰۰۲۵ منظور شود. مقدار S_h نباید بیشتر از $3h$، $\frac{l_w}{5}$ و یا ۳۵۰ میلی‌متر در نظر گرفته شود.

۹-۱۵-۱۶-۴-۲ مقدار ρ_n نباید کمتر از ۰/۰۰۲۵ و یا کمتر از مقدار رابطه (۹-۱۵-۳۲) منظور شود:

$$\rho_n = 0/0025 + 0/5(2/5 - \frac{h_w}{l_w})(\rho_h - 0/0025) \qquad (۹-۱۵-۳۲)$$

لازم نیست مقدار ρ_n بیشتر از ρ_h در نظر گرفته شود. مقدار S_n نباید بیشتر از $3h$، $\frac{l_w}{3}$ و یا ۳۵۰ میلی‌متر در نظر گرفته شود.

۹-۱۵-۱۷ ضوابط ویژه برای دال‌ها و شالوده‌ها

۹-۱۵-۱۷-۱ گستره

۹-۱۵-۱۷-۱-۱ 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 قرار می‌گیرند و یا بارهای خود را به تکیه‌گاه‌هایی با سطح محدود منتقل می‌کنند، رعایت شوند.

۹-۱۵-۱۷-۱-۲ دال‌هایی که زیر اثر بار گسترده قرار دارند و بارهای خود را به تیرها و یا 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 بندهای ۹-۱۵-۲ تا ۹-۱۵-۶ به عمل می‌آید.

۹-۱۵-۱۷-۱-۳ در دال‌هایی‌که تحت اثر بارهای قائم یا بارهای جانبی ناشی از باد یا زلزله مستقیماً لنگرهای خمشی را به ستون‌ها منتقل می‌کنند، قسمتی از این لنگر توسط برش ایجاد شده در مقاطع دال در اطراف ستون‌ها منتقل می‌شود. نیروی برشی ایجاد شده به این صورت، باید در محاسبات برش منظور گردد. ضوابط مربوط به محاسبه این برش در بند ۹-۱۵-۱۷-۵ داده شده است.

۹-۱۵-۱۷-۲ حالت حدی مقاوم نهائی در برش

۹-۱۵-۱۷-۲-۱ برش دال‌ها و شالوده‌ها در حوالی بارهای متمرکز و تکیه‌گاه‌های با سطح محدود باید برای دو نوع عملکرد یکطرفه و دو طرفه کنترل شود:

الف) عملکرد یک طرفه به صورت تیر: در این‌حالت دال یا شالوده باید نیروی برشی را مانند یک تیر در تمام عرض خود تحمل‌کند. مقطع بحرانی که مقاومت دال یا شالوده باید در آن کنترل شود به‌صورت صفحه‌ای عمود بر دال با فاصله d از لبه سطح اثر بار متمرکز یا از وجه کتیبه یا هر تعبیر دیگر در ضخامت دال با تکیه‌گاه، در تمام 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 این‌حالت 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 برابر با $\frac{d}{۲}$ باشند. مقطع بحرانی باید چنان در نظر گرفته شود که محیط چند ضلعی قاعده منشور در آن حداقل باشد. برای ستون‌ها، بارهای متمرکز و سطوح تکیه‌گاهی دارای مقطع مربع یا مستطیل مقاطع بحرانی می‌توانند دارای چهار ضلع مستقیم باشند.

۹-۱۵-۱۷-۲-۲ در دال‌ها و شالوده‌ها کنترل برش درحالت حدی مقاوم برای عملکرد یک طرفه مشابه تیرها است و بر اساس ضوابط بندهای ۹-۱۵-۲ تا ۹-۱۵-۶ انجام می‌گیرد.

۹-۱۵-۱۷-۲-۳ در دال‌ها و شالوده‌ها کنترل برش در حالت حدی مقاوم برای عملکرد دو طرفه باید براساس روابط(۹-۱۵-۱) و (۹-۱۵-۲) صورت گیرد. برای تعیین مقادیر V_c یا V_s و V_r در این روابط برای حالات مختلف طبق ضوابط بندهای ۹-۱۵-۱۷-۲-۴ تا ۹-۱۵-۱۷-۲-۶ رعایت شود.

۹-۱۵-۱۷-۲-۴ در دال‌ها و شالوده‌هایی که در آنها از آرماتور برشی یا کلاهک برشی استفاده نمی‌شود مقدار V_c، برابر با کمترین مقادیر به دست آمده از سه رابطه (۹-۱۵-۳۳) الی (۹-۱۵-۳۵) در نظر گرفته می‌شود:

$$V_c = (۱ + \frac{۲}{\beta_c}) v_c b_o d \qquad (۳۳-۱۵-۹)$$

$$V_c = (\frac{\alpha_s d}{b_o} + 1) v_c b_o d \qquad (۳۴-۱۵-۹)$$

$$V_c = ۲ v_c b_o d \qquad (۳۵-۱۵-۹)$$

α_s عددی است که برای ستون‌های میانی برابر با ۲۰، برای ستون‌های کناری ۱۵و برای ستون‌های گوشه ۱۰ در نظر گرفته می‌شود.

۹-۱۵-۱۷-۲-۵ دردال‌ها و شالوده‌هایی که در آن‌ها از آرماتور برشی برای تأمین مقاومت برشی استفاده می‌شود مقدار V_c و V_s براساس ضوابط (الف) الی (پ) تعیین می‌شوند:

الف) مقدار V_c از رابطه (۹-۱۵-۳۶) محاسبه می‌شود:

$$V_c = v_c b_o d \qquad (۳۶-۱۵-۹)$$

ب) مقدار V_s، با استفاده از ضوابط بند ۹-۱۵-۴ محاسبه می‌شود.

پ) در این‌حالت مقدار V_rنباید بیشتر از $۳ v_c b_o d$ در نظر گرفته شود.

۹-۱۵-۱۷-۲-۶ در دال‌هایی که در آنها از کلاهک برشی به صورت پروفیل‌های فولادی به شکل L یا ناودانی و یا مشابه آنها برای تأمین مقاومت برشی استفاده می‌شود، مقدار V_r، با شرط رعایت محدودیت‌های بند ۹-۱۵-۱۷-۳ طبق ضوابط (الف) و (ب) تعیین می‌شود:

الف) در حالتی‌که دال تنها برش ناشی از بارهای قائم را به ستون منتقل می‌کند، V_s مساوی کمترین دو مقدار بدست آمده از روابط (۹-۱۵-۳۷) و (۹-۱۵-۳۸) در نظر گرفته می‌شود:

$$V_r = ۳/۵ v_c b_o d \qquad (۳۷-۱۵-۹)$$

$$V_r = ۲ v_c b_{om} d \qquad (۳۸-۱۵-۹)$$

در این روابط b_o محیط چند ضلعی مقطع بحرانی طبق تعریف بند ۹-۱۵-۱۷-۲-۱- ب و b_{om} محیط چند ضلعی مقطع بحرانی خاص طبق تعریف بند ۹-۱۵-۱۷-۲-۷ است.

ب- در حالتی‌که دال علاوه بر برش ناشی از بارهای قائم باید لنگر خمشی به ستون منتقل نماید، V_r باید چنان باشد که ضوابط بند ۹-۱۵-۱۷-۵-۳- ب تأمین شود.

۹-۱۵-۱۷-۲-۷ مقطع بحرانی خاص که در دال‌های با کلاهک برشی برای کنترل نیروی برشی مقاوم مقطع باید مورد استفاده قرار گیرد، سطح جانبی منشوری است که وجوه آن عمود بر دال و در فاصله $۰/۷۵(l_v - ۰/۵c_۱)$ از بر ستون قرار دارند. مقطع بحرانی خاص باید چنان در نظر گرفته شود که محیط چند ضلعی قاعده منشور در آن‌حداقل باشد، لزومی ندارد فاصله وجوه منشور از بر ستون کمتر از $\frac{d}{۲}$ در نظر گرفته شود. مقدار محیط این چند ضلعی b_{om} نامیده می‌شود.

۹-۱۵-۱۷-۳ ضوابط و محدودیت‌های کلاهک‌های برشی

۹-۱۵-۱۷-۳-۱ هر کلاهک برشی باید از قطعات فولادی به شکل L یا ناودانی و یا شکل مشابه که با جوش نفوذی‌کامل به هم متصل شده باشند تشکیل شود. بازوهای کلاهک باید یکسان و نسبت به هم متعامد باشند. بازوها نباید در مقطع ستون قطع شوند.

۹-۱۵-۱۷-۳-۲ لنگرخمشی مقاوم هر بازوی کلاهک برشی درحد پلاستیک نباید کمتر از مقدار رابطه (۹-۱۵-۳۹) باشد:

$$M_p = \frac{V_u}{۲\eta}[h_v + \alpha_v(l_v - ۰/۵c_۱)] \qquad (۳۹-۱۵-۹)$$

در این رابطه η و ℓ_v براساس ملاحظات بند ۹-۱۵-۱۷-۲-۶ مورد نیاز می‌باشد.

۹-۱۵-۱۷-۳-۳ انتهای هر بازوی کلاهک را می‌توان با زاویه‌ای بیشتر از۳۰ 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.

۹-۱۵-۱۷-۳-۴ مقطع کلاهک برشی باید با توجه به ضوابط زیر انتخاب شود:

الف) ارتفاع مقطع‌کلاهک نباید بیشتر از ۷۰ برابر ضخامت جان آن باشد.

ب) کلیه بال‌های فشاری مقطع‌کلاهک باید در داخل محدوده‌ای به فاصله $۰/۳d$در دورترین تار فشاری دال یا شالوده قرار داده شود.

پ) نسبت سختی خمشی هر بازوی کلاهک به سختی خمشی مقطع ترک خورده دال مرکب با پهنای $(c_۲ + d)$، α_v، نباید کمتر از ۰/۱۵ باشد.

۹-۱۵-۱۷-۳-۵ مقاومت خمشی بازوهای کلاهک را می‌توان در کمک به لنگر خمشی مقاوم دال در نوار ستونی دخالت داد. مقدار کمک هر بازو از رابطه (۹-۱۵-۴۰) تعیین می‌شود:

$$M_v = \frac{\alpha_v V_u}{۲\eta}(\ell_v - ۰/۵c_۱) \qquad (۴۰-۱۵-۹)$$

در این رابطه ℓ_v طول واقعی بازو است که به کار گرفته شده است، مقدار M_v نباید بیشتر از مقادیر (الف) الی (پ) 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 ℓ_v

پ) مقدار M_p

۹-۱۵-۱۷-۳-۶ در مواردی‌که دال یا شالوده باید لنگر خمشی به ستون منتقل نماید، کلاهک باید به قدر کافی مهار شده باشد که بتواند لنگر خمشی M_p را منتقل نماید.

۹-۱۵-۱۷-۴ بازشوها در دال‌ها

۹-۱۵-۱۷-۴-۱ در مواردی که در یک دال بازشویی در فاصله کمتر از ده برابر ضخامت دال از سطح اثر بار متمرکز یا سطح تکیه گاه محدود و یا در مواردی که باز شویی در نوار ستونی دال تختی واقع

شود، مقاطع بحرانی‌که برای‌کنترل برش در بندهای ۹-۱۵-۱۷-۲-۱- ب و ۹-۱۵-۱۷-۲-۷ تعریف شده‌اند، مطابق بندهای ۹-۱۵-۱۷-۴-۲ و ۹-۱۵-۱۷-۴-۳ اصلاح می‌شوند.

۹-۱۵-۱۷-۴-۲ برای دال‌های بدون کلاهک برشی، قسمتی از محیط مقطع بحرانی که به وسیله خطوط مماس بر محدوده بازشو رسم شده از مرکز سطح اثر بار متمرکز یا مرکز تکیه‌گاه قطع می‌شود، بی‌اثر فرض می‌گردد.

۹-۱۵-۱۷-۴-۳ برای دال‌های با کلاهک برشی، قسمتی از محیط مقطع بحرانی که طبق بند ۹-۱۵-۱۷-۴-۲ بی‌اثر فرض می‌شود، نصف می‌گردد.

۹-۱۵-۱۷-۵ انتقال لنگر خمشی در اتصالات دال به ستون

۹-۱۵-۱۷-۵-۱ در مواردی‌که لنگر خمشی متعادل نشده‌ای، M_u، ناشی از بارهای قائم، باد یا زلزله باید بین دال و ستون منتقل شود، قسمتی از آن، M_{uf}، با عملکرد خمشی بر اساس ضوابط بند ۹-۱۸-۳-۳ و بقیه آن، M_{uv}، از رابطه (۹-۱۵-۴۱) محاسبه می‌شود:

$$M_{uv} = (۱ - \frac{۱}{۱ + \frac{۲}{۳}\sqrt{\frac{b_۱}{b_۲}}})M_u \qquad (۹-۱۵-۴۱)$$

۹-۱۵-۱۷-۵-۲ برای تعیین تنش برشی ناشی از لنگر خمشی M_{uv} فرض می‌شود حداکثر این تنش در مقطع بحرانی طبق تعریف بند ۹-۱۵-۱۷-۲-۱-ب، ایجاد می‌شود و مقدار تنش در هر تار از این مقطع متناسب با فاصله آن تار از مرکز سطح مقطع است.

۹-۱۵-۱۷-۵-۳ درمواردی که دال علاوه بر نیروی برشی V_u تحت اثر برش ناشی از انتقال لنگر خمشی قرار می‌گیرد، مقاومت برشی دال باید برای مقابله با این دو اثر کافی باشد. برای‌کنترل مقاومت برشی دال در حالت حدی نهایی باید ضوابط زیر رعایت شوند:

الف) در دال‌های بدون‌کلاهک برشی، مجموع تنش برشی ناشی از بارهای قائم در مقطع بحرانی طبق تعریف بند ۹-۱۵-۱۷-۲-۱- ب و حداکثر تنش برشی محاسبه شده در بند ۹-۱۵-۱۷-۵-۲ باید کمتر از مقدار $\frac{v_r}{b_o d}$ باشد.

ب-در دال‌های با کلاهک برشی، مجموع تنش برشی ناشی از بارهای قائم در مقطع بحرانی خاص، طبق تعریف بند ۹-۱۵-۱۷-۲-۷ و حداکثر تنش برشی محاسبه شده در بند ۹-۱۵-۱۷-۵-۲ باید کمتر از $۲v_c$ باشد.

۹-۱۵-۱۸ ضوابط ویژه برای اتصالات قاب‌ها

۹-۱۵-۱۸-۱ 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.

۹-۱۵-۱۸-۲ در محل اتصالات صلب اعضای قاب به ستون‌ها باید آرماتور برشی معادل حداقل آنچه در رابطه (۹-۱۵-۱۳) داده شده است با فرض b_w برابر بزرگترین بعد ستون، 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.

۹-۱۵-۱۸-۳ در اتصالات قاب‌هایی که جزء عناصر مقاوم در مقابل بارهای جانبی زلزله با فرض شکل‌پذیری متوسط و زیاد می‌باشند، ضوابط خاص باید رعایت شوند. این ضوابط در فصل بیست و سوم داده شده‌اند.

۹-۱۶ اثر لاغری و کمانش

۹-۱۶-۰ علائم اختصاری

A_g = مساحت کل مقطع، میلی‌متر مربع

C_m = ضریبی که مقادیر واقعی لنگر را به مقادیر معادل با لنگر یکنواخت تبدیل می‌کند.

e = برون محوری بار میلی‌متر

$e_{\min}$ = حداقل برون محوری بار، میلی‌متر

E_c = مدول الاستیسیته بتن، مگاپاسکال

E_e = سختی خمشی موثر عضو (معادل EI_e)

E_s = مدول الاستیسیته فولاد، مگاپاسکال

f_y = مقاومت مشخصه فولاد (f_{yk})، مگاپاسکال، که برای تسهیل کار در این فصل حرف k در زیرنویس‌حذف شده است.

h = ارتفاع مقطع، میلی‌متر

h_s = ارتفاع طبقه، میلی‌متر

H_u = بار کل جانبی نهایی وارد بر طبقه، نیوتن

I_e = ممان اینرسی مؤثر مقطع، میلی‌متر به توان چهار

I_g = ممان اینرسی کل مقطع، میلی‌متر به توان چهار

k = ضریب طول موثر

l_u = طول آزاد یا مهارنشده عضو فشاری، میلی‌متر

M_c = لنگر خمشی نهایی تشدید شده، 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} = لنگرخمشی 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 انتهایی‌که 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} = لنگرخمشی نهایی انتهای عضو فشاری، در انتهایی‌که 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 انتهایی‌که M_2 بر آن اثر می‌کند، تحت اثر بارهایی که تغییر مکان جانبی قابل ملاحظه‌ای ایجاد می‌کنند، نیوتن- میلی‌متر

$M_{2\min}$ = حداقل لنگر خمشی M_2

N_c = بار بحرانی، نیوتن

N_u = بار محوری فشاری نهایی، نیوتن

Q = ضریب پایداری طبقه

r = شعاع ژیراسیون، میلی‌متر

β_d = الف) برای قاب‌های مهار شده β_d نسبت بار محوری دائمی نهایی به بار محوری نهایی‌کل می‌باشد.

ب) برای قاب‌های مهار نشده، β_d نسبت برش نهایی دائمی یک طبقه به برش نهایی کل آن طبقه می‌باشد.

δ_b = ضریب تشدید متعلق به اثر انحنای قطعه

δ_s = ضریب تشدید متعلق به اثر تغییر مکان جانبی

δ_u = تغییر مکان جانبی طبقه نسبت به طبقه زیرین به ازای هر ترکیب بار مشخص

ψ = نسبت مجموع سختی ستون‌ها به مجموع سختی تیرهای منتهی به یک گره در یک صفحه

Ψ_m = متوسط مقدار Ψ در دو انتهای عضو فشاری

$\Psi_{\min}$ = کوچکترین مقدار Ψ در دو انتهای عضو فشاری

۹-۱۶-۱ گستره

۹-۱۶-۱-۱ 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.

۹-۱۶-۱-۲ آثار لاغری شامل‌آثار ناشی از وجود انحنا در قطعه و آثار ناشی از تغییر مکان‌جانبی نسبی دو انتهای قطعه به شرح زیر است:

الف) آثار ناشی از وجود انحنا در قطعه، لنگرهای خمشی‌ای هستند که به علت عدم انطباق مرکز سطح مقطع بر خطی که دو انتهای بخشی از طول عضو را به هم وصل می‌کند، به وجود می‌آیند.

ب) آثار ناشی از تغییر مکان جانبی، لنگرهای خمشی و نیروهای داخلی دیگری هستند که در مقاطع قطعه به علت برون‌محوری 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.

۹-۱۶-۲ کلیات

۹-۱۶-۲-۱ طراحی قطعات فشاری، تیرهای مقیدکننده آنها و اعضای دیگر تحمل کننده بار این قطعات باید برای نیروها و لنگرهایی که از تحلیل مرتبه دوم ساختمان به دست آمده‌اند، انجام گیرد. در این تحلیل علاوه بر نیروهای وارد بر ساختمان که در تحلیل مرتبه اول ساختمان‌ها مورد نظر قرار می‌گیرند، باید آثار لاغری مطابق آنچه در بند (۹-۱۶-۱) گفته شد، آثار تغییرات ممان اینرسی ناشی از ترک‌خوردگی، رفتار غیرخطی مصالح، جمع‌شدگی و نیز آثار تابع زمان بارهای درازمدت در نظر گرفته شوند.

۹-۱۶-۲-۲ درصورتی که آثار گفته شده در بند ۹-۱۶-۲-۱ در تحلیل ساختمان منظور نشده باشند، می‌توان آنها را به طور تقریب با استفاده از روش «تشدید لنگرهای خمشی» طبق بند (۹-۱۶-۸) با رعایت محدودیت بند ۹-۱۶-۷-۳ محاسبه کرد.

۹-۱۶-۳ طبقات مهارشده جانبی

۹-۱۶-۳-۱ طبقه مهارشده به طبقه‌ای گفته می‌شود که تغییرمکان جانبی نسبی آن ناچیز باشد. چنانچه ضریب پایداری طبقه، که از رابطه (۹-۱۶-۱) به دست می‌آید کوچکتر از ۰/۰۵ باشد، طبقه مهارشده جانبی تلقی می‌شود. در این حالت تمامی قطعات فشاری واقع در این طبقه اصطلاحاً «مهار شده» نامیده می‌شود.

$$Q = \frac{\sum N_u \delta_u}{H_u h_S} \qquad (۹-۱۶-۱)$$

محاسبه δ_u با توجه به ضوابط بند ۹-۱۶-۸-۱ انجام می‌گیرد.

۹-۱۶-۳-۲ در ساختمان‌های کوتاه متعارف تا ۴ طبقه در صورتی‌که مجموع سختی جانبی اعضای مهارکننده طبقه، مانند دیوارهای برشی و بادبندها، مساوی یا بزرگتر از شش برابر مجموع سختی جانبی ستون‌های طبقه باشد، آن طبقه را می‌توان مهار شده تلقی کرد.

۹-۱۶-۴ طول آزاد قطعات فشاری

۹-۱۶-۴-۱ طول آزاد قطعه فشاری، l_u برابر است با فاصله آزاد بین دال‌های طبقات، تیرها یا سایر قطعاتی که قادر به ایجاد تکیه‌گاه جانبی برای آن قطعه باشند.

۹-۱۶-۴-۲ در صورتی‌که ستون دارای کتیبه یا سرستون باشد، طول آزاد آن تا سطح تحتانی کتیبه یا سر ستون محاسبه می‌شود.

۹-۱۶-۵ طول موثر قطعات فشاری

۹-۱۶-۵-۱ طول موثر قطعه فشاری، kl_u را می‌توان طبق بندهای ۹-۱۶-۵-۲ تا ۹-۱۶-۵-۴ محاسبه کرد مگر آن‌که با انجام تحلیل دقیقی که در آن آثار ناشی از ترک‌خوردگی قطعات بر روی سختی جانبی آنها منظور شده باشد، بتوان طول موثر دیگری به دست آورد.

۹-۱۶-۵-۲ مقدار k در قطعات فشاری مهار شده را می‌توان برابر با یک و یا کوچکترین دو مقدار به دست‌آمده از روابط (۹-۱۶-۲) و (۹-۱۶-۳) منظور نمود.

$$k = ۰/۷ + ۰/۱\psi_m \le ۱ \qquad (۹-۱۶-۲)$$

$$k = ۰/۸۵ + ۰/۰۵\psi_{\min} \le ۱ \qquad (۹-۱۶-۳)$$

۹-۱۶-۵-۳ مقدار k در قطعات فشاری مهار نشده‌ای که در دو انتها مقید باشند با استفاده از رابطه (۹-۱۶-۴) یا رابطه (۹-۱۶-۵) به دست می‌آید:

در مواردی که $\psi_m < ۲$ باشد:

$$k = (۱ - ۰/۰۵\psi_m)\sqrt{۱ + \psi_m} \ge ۱ \qquad (۹-۱۶-۴)$$

و در مواردی که $\psi_m \ge ۲$ باشد:

$$k = ۰/۹\sqrt{۱ + \psi_m} \qquad (۹-۱۶-۵)$$

۹-۱۶-۵-۴ مقدار k در قطعه فشاری مهارنشده‌ای که یک انتهای آن مفصلی باشد، با استفاده از رابطه (۹-۱۶-۶) به دست می‌آید:

$$k = ۲ + ۰/۳\psi \qquad (۹-۱۶-۶)$$

که در آن ψمربوط به انتهای غیر مفصلی است.

۹-۱۶-۵-۵ در محاسبه ممان‌های اینرسی برای تعیین ψ، در روابط (۹-۱۶-۲) تا (۹-۱۶-۶) باید از ضوابط بند ۹-۱۶-۸-۱ استفاده نمود.

۹-۱۶-۵-۶ در محل اتصال ستون به شالوده در صورت انتخاب اتصال مفصل می‌توان مقدار ψرا برابر با ده و در صورت انتخاب اتصال گیردار می‌توان مقدار ψ را برابر یک در نظر گرفت.

۹-۱۶-۶ شعاع ژیراسیون

۹-۱۶-۶-۱ 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 (۹-۱۶-۷) محاسبه می‌شود:

$$r = \sqrt{\frac{\mathrm{I}_g}{\mathrm{A}_g}} \qquad (۹-۱۶-۷)$$

۹-۱۶-۷ ضوابط اثر لاغری

۹-۱۶-۷-۱ در قطعات فشاری مهارشده در صورتی که $K\frac{l_u}{r} \le (۳۴-۱۲\frac{M_۱}{M_۲})$ باشد، می‌توان از اثر لاغری صرفنظر کرد. مقدار $(۳۴-۱۲\frac{M_۱}{M_۲})$ را نبایستی بیش از ۴۰ در نظر گرفت. نسبت $\frac{M_۱}{M_۲}$ مثبت است اگر این دو لنگر موجب انحنای ستون در یک جهت شوند و منفی است اگر این دو لنگر موجب انحنای ستون در دو جهت شوند.

۹-۱۶-۷-۲ در قطعات فشاری مهار نشده در صورتی که $k\frac{l_u}{r} \le ۲۲$ باشد، می‌توان از اثر لاغری صرفنظر کرد.

۹-۱۶-۷-۳ در قطعات فشاری با $k\frac{l_u}{r} > ۱۰۰$ اثر لاغری باید براساس‌تحلیل دقیق، مطابق بند ۹-۱۶-۲-۱ بررسی شود.

۹-۱۶-۷-۴ استفاده از قطعات فشاری با $k\frac{l_u}{r} > ۲۰۰$ مجاز نیست.

۹-۱۶-۸ روش تشدید لنگرهای خمشی

۹-۱۶-۸-۱ کلیات

در این روش لنگرهای خمشی نهایی به دست آمده از تحلیل الاستیک مرتبه اول با توجه به ضوابط بند ۹-۱۶-۸-۲ برای قاب‌های مهارشده و بند ۹-۱۶-۸-۳ برای قاب‌های مهارنشده تشدید می‌شوند و همراه با بار محوری نهایی به دست آمده از تحلیل مزبور مبنای طراحی قطعه فشاری قرار می‌گیرند. در تحلیل الاستیک خطی باید آثار ترک‌خوردگی اجزای سازه‌ای و آثار بارهای دراز مدت به نحوی مناسب منظور گردد. به این منظور استفاده از مقادیر توصیه شده در بند ۹-۱۳-۸-۴ قابل قبول است. در صورت حضور بارهای‌جانبی دراز مدت، مقادیر E_e باید به مقدار $(۱+\beta_d)$ تقسیم شوند.

۹-۱۶-۸-۲ تشدید لنگر در طبقات مهار شده

در قطعات فشاری طبقات مهارشده مقدار M_c از رابطه (۹-۱۶-۸) محاسبه می‌شود:

$$M_c = \delta_b M_2 \qquad (۹-۱۶-۸)$$

ضریب δ_b از رابطه (۹-۱۶-۹) محاسبه می‌شود:

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{N_u}{0.75 \varphi_c N_c}} \geq 1 \qquad (9\text{-}16\text{-}9)$$

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 (۹-۱۶-۱۰) محاسبه می‌گردد:

$$C_m = 0.6 + 0.4\left(\frac{M_{1b}}{M_{2b}}\right) \geq 0.4 \qquad (9\text{-}16\text{-}10)$$

در سایر موارد C_m = ۱ است.

در رابطه (۹-۱۶-۱۰) نسبت $\frac{M_{1b}}{M_{2b}}$ با توجه به بند ۹-۱۶-۷-۱ در نظر گرفته شود.

بار بحرانی N_c از رابطه (۹-۱۶-۱۱) محاسبه می‌شود:

$$N_c = \frac{\pi^2 \mathrm{EI}_e}{(k l_u)^2} \qquad (9\text{-}16\text{-}11)$$

که در آن

$$\mathrm{EI}_e = \frac{0.2 \mathrm{E}_c \mathrm{I}_g + \mathrm{E}_S \mathrm{I}_{se}}{1 + \beta_d} \qquad (9\text{-}16\text{-}12)$$

یا به طور تقریبی

$$\mathrm{EI}_e = 0.25 \mathrm{E}_c \mathrm{I}_g \qquad (9\text{-}16\text{-}13)$$

ضریب k در رابطه (۹-۱۶-۱۱)، برای محاسبه N_c، از بند ۹-۱۶-۵-۲ به دست می‌آید.

۹-۱۶-۸-۳ تشدید لنگر در طبقات مهار نشده

درطبقات مهار نشده تشدید لنگرها با توجه به موارد مندرج در بندهای ۹-۱۶-۸-۳-۱ تا ۹-۱۶-۸-۳-۴ صورت می‌گیرد.

۹-۱۶-۸-۳-۱ در قطعات فشاری طبقات مهار نشده، لنگرهای M_1 و M_2 از روابط (۹-۱۶-۱۴) و (۹-۱۶-۱۵) محاسبه می‌گردند.

$$M_1 = M_{1b} + \delta_S M_{1S} \qquad (۹-۱۶-۱۴)$$

$$M_2 = M_{2b} + \delta_S M_{2S} \qquad (۹-۱۶-۱۵)$$

مقادیر $\delta_S M_{2S}$ و $\delta_S M_{1S}$ را می‌توان با استفاده از یکی از روش‌های بندهای ۹-۱۶-۸-۳-۲ الی ۹-۱۶-۸-۳-۴ محاسبه نمود. طراحی ستون بر مبنای بار محوری نهایی وارده و لنگر خمشی محاسبه شده M_2 از رابطه (۹-۱۶-۱۵) انجام می‌گیرد.

۹-۱۶-۸-۳-۲ لنگرهای تشدید یافته $\delta_S M_{2S}$ و $\delta_S M_{1S}$ لنگرهای انتهایی ستون هستند که با استفاده از تحلیل مرتبه دوم، با منظور نمودن مشخصات مصالح و ویژگی‌های هندسی مقطع مطابق ضوابط بند ۹-۱۶-۸-۱، محاسبه می‌گردند.

۹-۱۶-۸-۳-۳ روش دیگر محاسبه لنگرهای تشدید یافته $\delta_S M_{2S}$ و $\delta_S M_{1S}$ استفاده از رابطه (۹-۱۶-۱۶) جهت محاسبه δ_s می‌باشد. استفاده از این روش فقط در حالتی مجاز است که ضریب پایداری طبقه، Q، از $\frac{1}{3}$ تجاوز ننماید.

$$\delta_S = \frac{1}{1-Q} \geq 1 \qquad (۹-۱۶-۱۶)$$

۹-۱۶-۸-۳-۴ روش دیگر محاسبه لنگرهای تشدید یافته $\delta_S M_{2S}$ و $\delta_S M_{1S}$ استفاده از رابطه (۹-۱۶-۱۷) جهت محاسبه δ_s است.

$$\delta_S = \frac{1}{1 - \frac{\sum N_u}{1/15 \varphi_c \sum N_c}} \geq 1 \qquad (۹-۱۶-۱۷)$$

در این رابطه $\sum N_u$ مجموع بارهای قائم نهایی طبقه و $\sum N_c$ مجموع بارهای بحرانی ستون‌هایی از طبقه است که در برابر تغییرمکان جانبی مقاومت می‌کنند. مقدار N_c برای هر عضو فشاری با استفاده از روابط (۹-۱۶-۱۱) تا (۹-۱۶-۱۳) محاسبه می‌گردد. ضریب k در رابطه (۹-۱۶-۱۱) با استفاده از بندهای ۹-۱۶-۵-۳ یا ۹-۱۶-۵-۴ به دست می‌آید.

۹-۱۶-۹ حداقل برون‌محوری بار

۹-۱۶-۹-۱ در قطعات فشاری مهار شده چنانچه بار محوری و لنگر خمشی‌حاصل از تحلیل الاستیکی مرتبه اول چنان باشد که برون محوری بار در آنها کمتر از مقدار بدست آمده از رابطه (۹-۱۶-۱۸) باشد:

$$e_{\min} = ۱۵ + ۰/۰۳h \qquad (۹-۱۶-۱۸)$$

باید $e_{\min}$ را به عنوان برون‌محوری بار در محاسبات لنگر خمشی عضو و اثر لاغری منظور کرد. این برون‌محوری باید برای خمش حول هر دو محور اصلی مقطع، بطور جداگانه، به‌کار گرفته شود. در این صورت لنگر خمشی $M_{۲\min}$ از رابطه (۹-۱۶-۱۹) به دست می‌آید.

$$\mathrm{M}_{۲\min} = \mathrm{N}_u(۱۵ + ۰/۰۳h) \qquad (۹-۱۶-۱۹)$$

در این حالت می‌توان C_mرا برابر با یک در نظر گرفته و یا بر اساس لنگر خمشی $M_۱$ و $M_۲$ در دو انتهای عضو محاسبه نمود.

۹-۱۶-۱۰ اثر لاغری در قطعات فشاری تحت اثر خمش دومحوره

اثر لاغری در قطعات فشاری تحت اثر خمش دو محوره برای هر یک از دو محور اصلی، با توجه به شرایط تکیه‌گاهی دو انتهای قطعه حول همان محور، به طور جداگانه محاسبه می‌شوند.

۹-۱۶-۱۱ تشدید لنگر خمشی در قطعات خمشی متصل به قطعات فشاری

۹-۱۶-۱۱-۱ در قاب‌های مهار نشده، قطعات خمشی متصل به قطعات فشاری باید برای مجموع لنگرهای خمشی تشدید شده قطعات فشاری در آن اتصال طراحی شوند.

۹-۱۶-۱۱-۲ در قاب‌های مهار شده برای قطعات خمشی متصل به قطعات فشاری در نظر گرفتن اثری از لنگرهای خمشی تشدید شده قطعات فشاری، لازم نمی‌باشد.

۹-۱۷ تغییرشکل و ترک‌خوردگی

۹-۱۷-۰ علائم اختصاری

A = مساحت مؤثر کششی بتن تقسیم بر تعداد میلگردها، سطح مؤثرکششی بتن سطحی است محدود به لبه خارجی کششی که مرکز آن بر مرکز سطح آرماتورهای کششی منطبق است. در صورتی‌که قطرهای میلگردها متفاوت باشد، تعداد میلگردها برابر سطح مقطع کل آنها تقسیم بر سطح مقطع بزرگترین آنها در نظر گرفته می‌شود، میلی‌متر مربع

A_{cs} = مجموع سطح نوارهای گونه عضو، میلی‌متر مربع

d = ارتفاع مؤثر مقطع، میلی‌متر

d_c = ضخامت قشر محافظ بتنی‌که برابر با فاصله دورترین تار کششی تا مرکز نزدیکترین میلگرد به آن در نظر گرفته می‌شود، میلی‌متر

f_c = مقاومت فشاری مشخصه بتن، مگاپاسکال

f_r = مدول گسیختگی بتن، مگاپاسکال

f_s = تنش در آرماتور کششی زیر اثر بارهای بهره‌برداری، مگاپاسکال

f_y = مقاومت مشخصه فولاد (f_{yk})، مگاپاسکال، 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_e = ممان اینرسی مؤثر مقطع، میلی‌متر به توان چهار

I_{eL} = ممان اینرسی مؤثر مقطع در تکیه‌گاه سمت چپ

I_{eR} = ممان اینرسی موثر مقطع در تکیه‌گاه سمت راست

I_{em} = ممان اینرسی مؤثر مقطع در وسط دهانه

I_g = ممان اینرسی مقطع ترک نخورده بدون در نظر گرفتن اثر آرماتورها، میلی‌متر به توان چهار

l = طول دهانه موثر، میلی متر

l_n = طول دهانه آزاد در امتداد دهانه بزرگتر دال‌های دوطرفه، که برابر با فاصله بر تا بر تکیه‌گاه‌ها یا تیرهای تکیه‌گاهی می‌باشد، میلی‌متر

M_a = حداکثر لنگر خمشی در حالت بهره‌برداری، نیوتن- میلی‌متر

M_{cr} = لنگر خمشی ترک‌خوردگی، نیوتن- میلی‌متر

y_t = فاصله محور خنثی در مقطع ترک نخورده، بدون در نظر گرفتن اثر آرماتورها از دورترین تار کششی، میلی‌متر

w = عرض ترک، میلی‌متر

α = 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.

α_m = متوسط مقدار α برای تمام تیرهای روی لبه یک چشمه دال

β = نسبت طول دهانه آزاد بزرگتر به طول دهانه آزاد کوچکتر در دال‌های دوطرفه

ζ = ضریب تابع زمان برای بارهای مرده

λ = ضریبی برای محاسبه اضافه افتادگی درازمدت

ρ_{sk} = درصد حجمی آرماتور گونه

ρ' = نسبت سطح مقطع آرماتور فشاری به سطح مؤثر $(\rho' = \frac{A_s'}{A_e})$

۹-۱۷-۱ گستره

۹-۱۷-۱-۱ ضوابط این فصل باید برای اعضای خمشی تحت شرایط حالت‌های حدی بهره‌برداری کنترل شوند. این ضوابط شامل محاسبه تغییرشکل و ترک‌خوردگی و محدودیت‌های مربوط به آنها است.

۹-۱۷-۱-۲ محاسبه تغییر شکل و ترک‌خوردگی بر مبنای ترکیبات بارگذاری مربوط به حالت حدی بهره‌برداری مطابق ضوابط بند ۹-۱۳-۱۱ و تغییرات خطی و ارتجاعی تنش- کرنش بتن و فولاد انجام می‌شود.

۹-۱۷-۲ تغییرشکل

۹-۱۷-۲-۱ در قطعات تحت خمش، سختی قطعات باید به اندازه‌ای باشد که تغییرشکل ایجاد شده شرایط مطلوب بهره‌برداری را حفظ کند.

۹-۱۷-۲-۲ در محاسبه سختی قطعات باید اثر ترک‌خوردگی بتن و اثر میلگردها در نظرگرفته شود.

۹-۱۷-۲-۳ در محاسبه تغییرشکل علاوه بر تغییر شکل‌های کوتاه مدت و آنی باید تغییر شکل مربوط به بارهای دائمی و دراز مدت نیز منظور گردد.

۹-۱۷-۲-۴ محاسبه تغییر شکل در تیرها و دال‌های یکطرفه

۹-۱۷-۲-۴-۱ تغییر شکل آنی اجزای بتن آرمه را می‌توان با استفاده از روش‌های معمول تحلیل سازه‌ها و روابطی که بر اساس رفتار خطی مصالح تنظیم شده‌اند، محاسبه کرد. در این روش‌ها و روابط مقدار E_c باید بر طبق رابطه (۹-۱۳-۱) و ممان اینرسی مؤثر قطعه باید طبق ضوابط بند ۹-۱۷-۲-۴-۲ در نظر گرفته شوند.

۹-۱۷-۲-۴-۲ ممان اینرسی مؤثر اعضا براساس مشخصات مقطع و میزان ترک‌خوردگی آنها به شرح الف و ب این بند محاسبه می‌شود:

الف) در وسط دهانه اعضای با تکیه‌گاه‌های ساده و در تکیه‌گاه اعضای طره‌ای از رابطه (۹-۱۷-۱) محاسبه می‌شود:

$$I_e = I_{cr} + (I_g - I_{cr})(\frac{M_{cr}}{M_a})^3 \qquad (۹-۱۷-۱)$$

در این رابطه مقدار M_{cr} از رابطه (۹-۱۷-۲) محاسبه می‌شود:

$$M_{cr} = \frac{f_r . I_g}{y_t} \qquad (۹-۱۷-۲)$$

مقدار f_r نیز با استفاده از رابطه (۹-۱۷-۳) محاسبه می‌شود:

$$f_r = ۰/۶\lambda\sqrt{f_c} \qquad (۹-۱۷-۳)$$

مقدار I_e 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 براساس مشخصات مقاطع بحرانی در وسط دهانه و بر روی تکیه‌گاه‌ها و با استفاده از رابطه (۹-۱۷-۴) محاسبه شده باشد، در نظر گرفته می‌شود. در اعضای یکسره میله‌ای ممان اینرسی مؤثر را می‌توان برابر با مقدار این ممان اینرسی در مقطع بحرانی، در وسط دهانه منظور کرد.

$$I_e = \frac{۱}{۴}(I_{eL} + ۲I_{em} + I_{eR}) \qquad (۹-۱۷-۴)$$

۹-۱۷-۲-۴-۳ تغییر شکل اضافی ایجاد شده در اعضا در طول زمان را که معمولاً «اضافه افتادگی درازمدت» نامیده می‌شود، در صورت عدم استفاده از روش‌های تحلیلی دقیق‌تر، می‌توان از حاصلضرب تغییر شکل آنی ناشی از بار دائمی در ضریب λ که از رابطه (۹-۱۷-۵) مشخص شده است، به دست آورد:

$$\lambda = \frac{\xi}{۱+۵۰\rho'} \qquad (۵-۱۷-۹)$$

در این رابطه ρ' مربوط به مقطع وسط دهانه در اعضای با تکیه‌گاه‌های ساده یا پیوسته و مقطع تکیه‌گاه، در اعضای طره‌ای است. مقدار ضریب وابسته به زمان، ξ، برابر با مقادیر زیر در نظر گرفته می‌شود:

جدول ۹-۱۷-۰ مقدار ضریب ξ وابسته به زمان

زمان ۵ سال‌یا بیشتر	۲/۰
زمان ۱۲ ماه	۱/۴
زمان ۶ ماه	۱/۲
زمان ۳ ماه	۱/۰

۹-۱۷-۲-۵ محدودیت تغییرشکل در تیرها و دال‌ها

۹-۱۷-۲-۵-۱ تغییرشکل ایجاد شده در تیرها و دال‌ها نباید از مقادیر مشخص شده جدول ۹-۱۷-۱ تجاوز کند.

۹-۱۷-۲-۵-۲ در ساختمان‌های متعارف مسکونی، اداری و تجاری رعایت محدودیت‌های شماره‌های ۲ و ۴ از جدول شماره ۹-۱۷-۱ کافی تلقی می‌شود.

۹-۱۷-۲-۵-۳ در ساختمان‌های متعارف و تحت بارگذاری‌های معمول در تیرها و دال‌های یکطرفه‌ای که ارتفاع یا ضخامت آنها از مقادیر مندرج در جدول‌شماره ۹-۱۷-۲ بیشتر است، محاسبه تغییرشکل الزامی نیست. مشروط بر آنکه این تیرها و دال‌ها بر قطعاتی غیرسازه‌ای مانند دیوارهای تقسیم که تغییر شکل زیاد در آنها خساراتی ایجاد کند، متصل نباشند و یا آنها را نگهداری نکنند.

۹-۱۷-۲-۵-۴ در مورد تیرهایی‌که محدودیت‌های نسبت دهانه به ارتفاع جدول شماره ۹-۱۷-۲ را جوابگو نیستند، و یا ستون‌های با بیش از سه درصد فولاد (در محلی غیر از محل وصله‌ها) مقدار

تنش فشاری بتن تحت بارهای بلند مدت بدون ضریب به $۰/۴۵ f_c$ و تحت بارهای بهره‌برداری به $۰/۶ f_c$محدود می‌شود.

۹-۱۷-۲-۶ محاسبه تغییرشکل در دال‌های دوطرفه

۹-۱۷-۲-۶-۱ در دال‌های دوطرفه تغییر شکل آنی را می‌توان با استفاده از روش‌های معمول تحلیل صفحات و روابطی که بر اساس رفتار خطی آنها تنظیم شده‌اند، محاسبه کرد. در این روش‌ها و روابط، مقدار E_c باید طبق رابطه (۹-۱۳-۱) و ممان اینرسی مؤثر دال‌ها طبق رابطه (۹-۱۷-۱) در نظر گرفته شوند. مقادیر دیگری در محاسبه تغییر شکل آنی نیز می‌توان به کار برد مشروط بر آنکه نتایج حاصل با انجام آزمایش‌های کافی تأیید شده باشند.

۹-۱۷-۲-۶-۲ در دال‌های دوطرفه اضافه تغییر شکل دراز مدت را باید براساس ضوابط بند ۹-۱۷-۲-۴-۳ محاسبه نمود.

۹-۱۷-۲-۶-۳ در سیستم دال‌های دوطرفه که بر اساس ضوابط فصل هجدهم طراحی‌شده‌اند در صورتی که ضخامت دال بیشتر از مقادیر مشخص شده در بندهای ۹-۱۷-۲-۶-۴ و ۹-۱۷-۲-۶-۵ باشد، کنترل تغییرشکل تحت بارهای متعارف الزامی نیست.

۹-۱۷-۲-۶-۴ حداقل ضخامت دال‌های تخت که در آنها تیرهای میانی بین تکیه‌گاه‌ها وجود ندارد، جهت عدم کنترل تغییرشکل، براساس مقادیر مندرج در جدول شماره ۹-۱۷-۳ در نظر گرفته شود. این ضخامت در هر حال نباید کمتر از مقادیر بندهای الف و ب اختیار شود:

الف) دردال‌های بدون کتیبه مطابق تعریف بندهای ۹-۱۸-۳-۴-۲ و ۹-۱۸-۳-۴-۳ ، مقدار ۱۲۵ میلی‌متر.

ب) در دال‌های با کتیبه یا سرستون مطابق تعریف بندهای ۹-۱۸-۳-۴-۲ و ۹-۱۸-۳-۴-۳ ، مقدار ۱۰۰ میلی‌متر.

جدول ۹-۱۷-۱ محدودیت تغییر شکل در تیرها و دال‌ها

انواع قطعه	تغییرشکل مورد نظر	محدودیت تغییرشکل	ملاحظات
۱- بام‌های تخت که به قطعاتی غیرسازه‌ای متصل نیستند یا آنها را نگهداری نمی‌کنند لذا تغییرشکل زیاد آسیبی در این قطعات ایجاد نمی‌کند.	تغییر شکل آنی ناشی از بارهای زنده	$\frac{l_e}{۱۸۰}$	-
۲- مانند بالا در مورد کف‌ها		$\frac{l_e}{۳۶۰}$	-
۳- بام‌ها یا کف‌هایی‌که به قطعات غیرسازه‌ای متصل هستند یا آنها را نگهداری می‌کنند و تغییرشکل زیاد ممکن است آسیبی در این قطعات ایجاد کند.	آن قسمت از تغییر شکل که بعد از اتصال قطعات غیر سازه‌ای ایجاد می‌شود. منظور مجموع اضافه افتادگی دراز مدت ناشی از بارهای دائمی و تغییرشکل آنی ناشی از بارهای زنده است.	$\frac{l_e}{۴۸۰}$	تبصره ۱
۴- بام‌ها یا کف‌هایی که به قطعات غیرسازه‌ای متصل هستند یا آنها را نگهداری می‌کنند ولی تغییر شکل زیاد آسیبی در این قطعات ایجاد نمی‌کند.		$\frac{l_e}{۲۴۰}$	تبصره ۲ و تبصره ۳

تبصره۱- در صورتی که بتوان با اتخاذ تدابیری ویژه از ایجاد آسیب به قطعات غیرسازه‌ای جلوگیری کرد، حد مربوط به محدودیت را می‌توان افزایش داد.

تبصره۲- تغییرشکل نباید از حد رواداری قطعات غیر سازه‌ای تجاوز کند. در صورتی‌که در قطعه خیز ایجاد شده باشد، حد محدودیت مشخص شده در مورد تفاضل تغییر شکل و خیز اعمال می‌گردد.

تبصره۳- اضافه تغییر شکل دراز مدت براساس ضابطه ۹-۱۷-۲-۴-۳ محاسبه می‌شود ولی می‌توان اضافه تغییر شکل درازمدت را که قبل از اتصال قطعات غیرسازه‌ای در عضو ایجاد شده محاسبه نمود و از کل مقدار اضافه تغییرشکل درازمدت کاست. در محاسبات تغییرشکل مورد نظر مقدار باقیمانده دخالت داده می‌شود.

جدول۹-۱۷-۲ 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 دال‌های یکطرفه پشت بنددار	$\frac{l_e}{۱۶}$	$\frac{l_e}{۱۸/۵}$	$\frac{l_e}{۲۱}$	$\frac{l_e}{۸}$
دال‌های یکطرفه توپر یا سقف‌های تیرچه و بلوک	$\frac{l_e}{۲۰}$	$\frac{l_e}{۲۴}$	$\frac{l_e}{۲۸}$	$\frac{l_e}{۱۰}$

تبصره- جدول فوق برای فولاد طولی نوع S۴۰۰ تنظیم شده است. برای سایر انواع فولادها مقادیر جدول باید در ضریب $(۰/۴+\frac{f_y}{۷۰۰})$ ضرب شوند.

جدول۹-۱۷-۳ حداقل ضخامت دال‌های دوطرفه بدون تیر میانی

	بدون کتیبه			با کتیبه		
نوع فولاد	چشمه‌های بیرونی		چشمه های درونی	چشمه‌های بیرونی		چشمه‌های درونی
	بدون تیر لبه	با تیر لبه		بدون تیر لبه	با تیر لبه	
S۳۴۰	$\frac{l_n}{۳۳}$	$\frac{l_n}{۳۶}$	$\frac{l_n}{۳۶}$	$\frac{l_n}{۳۶}$	$\frac{l_n}{۴۰}$	$\frac{l_n}{۴۰}$
S۴۰۰	$\frac{l_n}{۳۰}$	$\frac{l_n}{۳۳}$	$\frac{l_n}{۳۳}$	$\frac{l_n}{۳۳}$	$\frac{l_n}{۳۶}$	$\frac{l_n}{۳۶}$

تبصره۱- کتیبه‌ها یا سرستون‌های عنوان شده در این جدول باید مطابق تعریف بند ۹-۱۸-۳-۴ باشند.

تبصره۲- تیرهای لبه باید دارای نسبت سختی، α برابر با حداقل ۰/۸ باشند.

۹-۱۷-۲-۶-۵ حداقل‌ضخامت دال‌هایی‌که در تمام اضلاع روی تیرها تکیه دارند و نسبت طول دهانه بزرگتر به طول دهانه کوچکتر در آنها کمتر از ۲ است، جهت عدم کنترل تغییر شکل، باید به شرح (الف) و (ب) تعیین شود:

الف) در دال‌هایی که نسبت α_m در آنها مساوی یا کوچکتر از ۰/۲ است ، طبق ضابطه بند ۹-۱۷-۲-۶-۴ تعیین می‌شود.

ب) در دال‌هایی‌که نسبت α_m در آنها بزرگتر از ۰/۲ و کوچکتر از ۲ است، طبق رابطه (۹-۱۷-۶-۱) به دست می‌آید:

$$h=\frac{l_n(۸۰۰+۰/۶f_y)}{۳۶۰۰۰+۵۰۰۰\beta(\alpha_m-۰/۲)} \qquad (۹-۱۷-۶-۱)$$

ضخامت دال در این حالت نباید کمتر از ۱۲۵ میلی‌متر در نظر گرفته شود:

پ) در دال‌هایی که نسبت α_m در آنها مساوی یا بزرگتر از ۲ است طبق رابطه (۹-۱۷-۶-۲):

$$h=\frac{l_n(۸۰۰+۰/۶f_y)}{۳۶۰۰۰+۹۰۰۰\beta} \qquad (۹-۱۷-۶-۲)$$

ضخامت دال در این حالت نباید کمتر از ۹۰ میلی‌متر در نظر گرفته شود.

۹-۱۷-۳ ترک‌خوردگی‌ها

۹-۱۷-۳-۱ کلیات

۹-۱۷-۳-۱-۱ در قطعات تحت اثر خمش مقدار آرماتور کششی و نحوه پخش آن در مقطع باید چنان باشد که ترک‌های ایجاد شده در اثر کشش ناشی از خمش در آنها، اثر نامطلوب بر عملکرد و قابلیت بهره‌برداری نداشته باشد.

۹-۱۷-۳-۱-۲ در تیرها و دال‌های یکطرفه مقدار تقریبی عرض ترک را می‌توان طبق بند ۹-۱۷-۳-۲ محاسبه نمود. در این قطعات رعایت محدودیت‌های مندرج در بند ۹-۱۷-۳-۳ الزامی است.

۹-۱۷-۳-۱-۳ در دال‌های دوطرفه یا دال‌های تخت و قارچی محاسبه عرض ترک الزامی نیست و تنها رعایت ضوابط مربوط به آرماتور حرارت و جمع‌شدگی و فواصل ارائه شده در بند ۹-۱۸-۴-۱-۳ کافی است.

۹-۱۷-۳-۱-۴ 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 به طول عرض مؤثر تیر T یا یک

دهم طول دهانه تیر، هر کدام کوچکترند، قرار داده شوند. در مواردی‌که عرض مؤثر تیر T از یک دهم طول دهانه تیر بزرگتر است، باید آرماتور کششی اضافی در نواحی‌خارج از ناحیه توزیع شده میلگردها در بال قرار داده شوند.

۹-۱۷-۳-۱-۵ برای اعضاء بتن مسلح به عمق d بزرگتر از ۷۵۰ میلی‌متر آرماتور طولی گونه باید به طور یکنواخت در ارتفاع عضو با فاصله $۰/۵h-۲(h-d)$ از میلگرد اصلی توزیع شود. مساحت کلی این میلگردها باید برابر $\rho_{sk}A_{cs}$ که در آن A_{cs} مجموع مساحت نوارهای گونه عضو می‌باشد که هر نوار دارای ارتفاع $۰/۵h-۲(h-d)$ و عرضی معادل دو برابر فاصله مرکز میلگرد گونه تا رویه بتن در جدار است (که نباید بیشتر از نصف عرض جان باشد) و در آن ρ_{sk} برای فضاهای داخلی برابر با ۰/۰۱ و برای فضاهای خارجی ۰/۰۰۸ می‌باشد. بیشترین فاصله بین آرماتورهای گونه ۲۰۰ میلی‌متر می‌باشد. این آرماتورهای گونه در صورتیکه تحلیل سازگاری کرنشی برای تعیین تنش در هر آرماتور انجام گرفته باشد می‌تواند در محاسبات خمشی منظور گردد.

۹-۱۷-۳-۲ محاسبه عرض ترک

۹-۱۷-۳-۲-۱ در تیرها و دال‌های یک طرفه مقدار عرض را، در صورت عدم انجام محاسبات دقیق‌تر، می‌توان از رابطه زیر محاسبه کرد:

$$w=۱۱\times۱۰^{-۶}\,f_s\sqrt[۳]{d_c.A} \qquad (۹-۱۷-۷)$$

در شرایط محیطی متوسط (A)، و شدید (B و C) مقدار تنش f_s به $\frac{۲}{۳}f_y$ و درشرایط محیطی خیلی شدید (D) و فوق‌العاده شدید (E) مقدار این‌تنش به $\frac{۱}{۲}f_y$ محدود می‌شود.

۹-۱۷-۳-۳ محدودیت عرض ترک

مقدار عرض ترک در تیرها و دال‌های یک طرفه متناسب با شرایط محیطی ذکرشده در بند ۹-۶-۴ و شرایط لازم برای آب‌بندی ساختمان به مقادیر زیر محدود می‌شود:

- شرایط محیطی متوسط (A) و شدید (B) ۰/۳۵ میلی‌متر

- شرایط محیطی شدید (C) ۰/۲ میلی‌متر
- شرایط محیطی خیلی شدید (D) و فوق‌العاده شدید (E) و یا آب‌بندی ساختمان ۰/۱ میلی‌متر

۹-۱۸ طراحی دال

۹- ۱۸-۰ علائم اختصاری

$b_۱$ = بعد مربوط به محیط بحرانی برش سوراخ‌شدگی که به فاصله $\frac{d}{۲}$ از لبه تکیه‌گاه قرار دارند و در امتداد محور طولی نوار پوششی می‌باشد، میلی‌متر

$b_۲$ = بعد مربوط به محیط بحرانی برش سوراخ‌شدگی که به فاصله $\frac{d}{۲}$ از لبه تکیه‌گاه قرار دارند و در امتداد محور عرضی نوار پوششی می‌باشد، میلی‌متر

$c_۱$ = بعد ستون مستطیلی یا ستون مربع معادل، سرستون یا کتیبه سرستون در امتداد دهانه‌ای که لنگرها برای آن محاسبه می‌شوند، میلی‌متر

$c_۲$ = بعد ستون مستطیلی یا ستون مربع معادل، سرستون یا کتیبه سرستون در امتداد عمود بر دهانه‌ای که لنگرها برای آن محاسبه می‌شوند، میلی‌متر

$l_۱$ = طول دهانه، مرکز تا مرکز تکیه‌گاه‌ها، در امتدادی که لنگرها برای آن محاسبه می‌شوند، میلی‌متر

$l_۲$ = طول دهانه، مرکز تا مرکز تکیه‌گاه‌ها، در امتداد عمود بر امتداد $l_۱$، میلی‌متر

l_d = طول گیرایی، میلی‌متر

l_n = طول آزاد دهانه، فاصله بر تا بر تکیه‌گاه‌ها، میلی‌متر

M_u = لنگر خمشی نهایی، نیوتن- میلی‌متر

M_{uf} = کسری از لنگر متعادل نشده که به وسیله خمش منتقل می‌شود، نیوتن- میلی‌متر

M_{uv} = کسری از لنگر متعادل نشده که به وسیله برش منتقل می‌شود، نیوتن- میلی‌متر

α = نسبت سختی خمشی مقطع تیر به سختی خمش نواری از دال که از طرفین به محورهای مرکزی چشمه‌های مجاور در صورت وجود، محدود شده باشد.

۹-۱۸-۱ گستره

۹-۱۸-۱-۱ ضوابط این فصل مربوط به طراحی سیستم‌هایی از دال‌ها است که مشخصات هندسی آنها در بند (۹-۱۳-۵) تعریف شده است. سیستم دال می‌تواند دارای تیرهای زیر سری باشد و یا مستقیماً روی ستون یا دیوار تکیه کنند.

۹-۱۸-۱-۲ سیستم‌هایی که در آنها دال مستقیماً روی ستون‌هایی بدون سرستون (دال تخت)، یا با سرستون (دال قارچی)، تکیه دارند به شرطی مشمول ضوابط این فصل می‌شوند که آن قسمت از سرستون که خارج از بزرگترین مخروط یا هرم ناقص محاط در داخل ستون و سرستون 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، ابعاد سطح تقاطع همین مخروط یا هرم با دال، یا کتیبه سرستون، در صورت وجود، محسوب می‌شود و دهانه آزاد دال، l_n، با توجه به همین ابعاد تعیین می‌شود.

۹-۱۸-۱-۳ سیستم‌های دال‌های مشبک با یا بدون قطعات پرکننده بین تیرچه‌ها، با شرط آنکه تیرچه‌ها در دو امتداد وجود داشته باشند، مشمول ضوابط این فصل می‌شوند.

۹-۱۸-۲ تعاریف

۹-۱۸-۲-۱ 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.

۹-۱۸-۲-۲ 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.

۹-۱۸-۲-۳ 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 $۰/۲۵l_۱$ و یا $۰/۲۵l_۲$ هرکدام کوچکتر است، باشد. این نوار شامل تیر بین ستون‌ها در صورت وجود، نیز می‌شود.

۹-۱۸-۲-۴ نوار میانی

نواری از سیستم دال است که در حد فاصل دو نوار ستونی قرار می‌گیرد.

۹-۱۸-۲-۵ نوار کناری

در سیستم (تیر، دال) نواری از دال است که در هر سمت تیر در نوار ستونی قرار می‌گیرد.

۹-۱۸-۲-۶ 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 از جان 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.

۹-۱۸-۲-۷ چشمه دال

قسمتی از سیستم دال است که به محورهای ستون‌ها، تیرها، یا دیوارهای تکیه‌گاهی محدود می‌شود.

۹-۱۸-۳ ضوابط کلی طراحی دال‌ها

۹-۱۸-۳-۱ ضخامت دال

در تعیین ضخامت دال‌های مشمول این فصل باید ضوابط مربوط به حالات حدی بهره‌برداری مطابق فصل هفدهم رعایت شوند.

۹-۱۸-۳-۲ طراحی برای‌خمش و برش

۹-۱۸-۳-۲-۱ دال‌ها و تیرهای زیر سری آنها باید برای لنگرهای خمشی و نیروهای برشی موجود در هر مقطع و بر اساس ضوابط فصل‌های چهاردهم و پانزدهم طراحی شوند. در دال‌ها حداقل آرماتور کششی مطابق بند ۹-۱۸-۴ تعبیه می‌شود.

۹-۱۸-۳-۲-۲ طراحی برای انتقال بار از دال به ستون و یا دیوار زیرسری به صورت برشی یا پیچشی باید بر اساس ضوابط فصل پانزدهم صورت گیرد.

۹-۱۸-۳-۳ انتقال لنگر خمشی در اتصالات دال به ستون

۹-۱۸-۳-۳-۱ در مواردی که لنگر خمشی متعادل نشده‌ای، M_u، ناشی از بارهای قائم، باد یا زلزله باید بین دال بدون تیر به ستون منتقل شود، قسمتی از آن، M_{uf}، با عملکرد خمشی 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 (۹-۱۸-۱) محاسبه می‌شود:

$$M_{uf} = \frac{M_u}{1 + \frac{2}{3}\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \qquad (۹-۱۸-۱)$$

۹-۱۸-۳-۳-۲ لنگر خمشی M_{uf} توسط عرضی از دال که به دو مقطع به فواصل ۱/۵ برابر ضخامت دال یا ضخامت کتیبه دال از بر خارجی ستون در دو سمت آن محدود است، تحمل می‌شود. آرماتورهای مورد نیاز برای تحمل این لنگر خمشی باید در همین عرض جای داده شوند.

۹-۱۸-۳-۳-۳ 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 ۹-۱۵-۱۷-۵ صورت گیرد.

۹-۱۸-۳-۴ کتیبه دال‌ها

۹-۱۸-۳-۴-۱ در مواردی که برای کاهش مقدار آرماتور منفی، روی ستون‌های دال‌های تخت یا قارچی، اقدام به ایجاد کتیبه در روی ستون می‌شود، ضوابط بندهای۹-۱۸-۳-۴-۲ تا ۹-۱۸-۳-۴-۴ باید رعایت شوند.

۹-۱۸-۳-۴-۲ 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.

۹-۱۸-۳-۴-۳ ضخامت کتیبه نباید کمتر از یک چهارم ضخامت دال باشد.

۹-۱۸-۳-۴-۴ در محاسبه مقدار آرماتورهای منفی در ناحیه کتیبه نباید ضخامت کتیبه را بیشتر از یک چهارم فاصله بعد کتیبه از بر ستون منظور کرد.

۹-۱۸-۳-۵ بازشوها در سیستم دال‌ها

۹- ۱۸-۳-۵-۱ در سیستم‌های دال‌ها می‌توان بازشوهایی با هر اندازه و در هر محل پیش بینی کرد، مشروط بر آنکه با انجام تحلیل ویژه بتوان نشان داد سیستم از مقاومت کافی برخوردار است و ضوابط مربوط به حالات حدی بهره‌برداری به ویژه ضوابط مربوط به تغییر شکل‌ها را ارضا می‌کند.

۹-۱۸-۳-۵-۲ در صورتی که تحلیل ویژه‌ای انجام نشود، باید ضوابط بندهای ۹-۱۸-۳-۵-۳ تا ۹-۱۸-۳-۵-۵ 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.

۹-۱۸-۳-۵-۳ در نواحی مشترک بین دو نوار میانی متقاطع دال می‌توان هر باز شویی با هر اندازه‌ای پیش‌بینی کرد.

۹-۱۸-۳-۵-۴ در نواحی مشترک بین دو نوار ستونی متقاطع دال فقط باز شوهایی با ابعاد کمتر از یک هشتم عرض نوار در هر جهت می‌توان پیش‌بینی کرد.

۹-۱۸-۳-۵-۵ در نواحی مشترک بین یک نوار ستونی و یک نوار میانی متقاطع دال فقط باز شوهایی با ابعاد کمتر از یک چهارم عرض نوار در هر جهت می‌توان پیش‌بینی کرد.

۹-۱۸-۳-۵-۶ در صورت ایجاد بازشو در سیستم دال، باید ضوابط طراحی برای برش مطابق بند ۹-۱۵-۱۷-۴ رعایت شوند.

۹-۱۸-۳-۵-۷ در سیستمهای (تیر، دال)، بازشوها نباید از محل تیرها عبور کند، مگر آنکه تحلیل قابل قبولی ارائه شود.

۹-۱۸-۴ آرماتورگذاری در دال‌ها

۹-۱۸-۴-۱ ضوابط کلی آرماتورگذاری

۹-۱۸-۴-۱-۱ مقادیر آرماتورهای لازم در مقاطع مختلف دال در هر امتداد بر مبنای لنگرهای خمشی وارد بر آن مقاطع محاسبه می‌شوند. مقادیر آرماتورهای بکار رفته در ناحیه کششی دال‌ها در هر صورت نباید کمتر از مقادیر نظیر حرارت و جمع‌شدگی مطابق بند ۹-۱۸-۴-۱-۲ در نظر گرفته شوند. در دال‌های یک طرفه که آرماتورهای خمشی صرفاً در یک جهت قرار می‌گیرند باید حداقل میلگردهای حرارت و جمع‌شدگی مطابق بند ۹-۱۸-۴-۱-۲ در جهت دیگر قرار داده شوند.

۹-۱۸-۴-۱-۲ نسبت سطح مقطع میلگردهای حرارت و جمع‌شدگی به کل سطح مقطع بتن برای دال‌هایی به ضخامت کمتر یا مساوی ۱۰۰۰ میلی‌متر نباید از مقدار بدست آمده از عبارت (۹-۱۸-۲) کمتر اختیار شود.

$$\frac{۰/۱۶\sqrt{f_{cd}}}{f_{yd}} \qquad (۹-۱۸-۲)$$

۹-۱۸-۴-۱-۳ فاصله میلگردهای خمشی در دال‌ها، جز در دال‌های مشبک، نباید از دو برابر 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 ۹-۱۸-۴-۱-۲ تعیین می‌شوند. در مورد دال‌های در معرض شرایط محیطی شدید فاصله میلگردها به دو برابر ضخامت و ۲۵۰ میلی‌متر و برای شرایط محیطی خیلی شدید و فوق‌العاده شدید به ۱/۵ برابر ضخامت و ۲۰۰ میلی‌متر محدود می‌شود.

۹-۱۸-۴-۱-۴ 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.

۹-۱۸-۴-۱-۵ 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 مهار شوند. برای این میلگردها باید گیرایی کامل در مقطع بر داخلی تکیه‌گاه، بر اساس ضوابط فصل بیست و یکم، تأمین شود.

۹-۱۸-۴-۱-۶ 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.

۹-۱۸-۴-۲ جزئیات ویژه برای آرماتورگذاری دال‌های با تیر

۹-۱۸-۴-۲-۱ برای سیستم‌های (تیر، دال) که در آنها α بزرگتر از یک باشد، در گوشه‌های خارجی دال‌ها باید آرماتورهای ویژه‌ای به شرح بندهای ۹-۱۸-۴-۲-۲ تا ۹-۱۸-۴-۲-۵ در پایین و بالای دال اضافه کرد.

۹-۱۸-۴-۲-۲ هر یک از آرماتورهای ویژه در پایین و بالای دال در واحد عرض، باید قادر باشند حداکثر لنگر خمشی مثبت دال را تحمل کنند.

۹-۱۸-۴-۲-۳ آرماتورهای ویژه باید در بالای دال به زاویه ۴۵ درجه و تقریباً در امتداد قطر گذرنده از گوشه دال و در پایین دال عمود بر این قطر قرار گیرند.

۹-۱۸-۴-۲-۴ آرماتورهای ویژه باید در هر امتداد تا طولی برابر با حداقل یک پنجم دهانه بزرگتر، قرار داده شوند.

۹-۱۸-۴-۲-۵ آرماتورهای ویژه را می‌توان در دو سفره در امتدادهای مندرج در بند ۹-۱۸-۴-۲-۳ یا در دو شبکه به موازات دو ضلع دال قرار داد.

۹-۱۸-۴-۳ جزئیات ویژه برای آرماتورگذاری دال‌های بدون تیر

۹-۱۸-۴-۳-۱ در آرماتورگذاری دال‌های تخت و قارچی علاوه بر ضوابط بند ۹-۱۸-۴-۱ ضوابط بند ۹-۱۸-۴-۳-۲ نیز باید رعایت شوند.

۹-۱۸-۴-۳-۲ 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 مطابق بند ۹-۲۱-۴ باشد. چنانچه محل وصله این آرماتورها خارج از هسته ستون‌ها باشد، طول وصله باید حداقل $۲l_d$ باشد.

۹-۱۹ طراحی دیوار

۹-۱۹-۰ علائم اختصاری

A_g = مساحت کل مقطع، میلی‌متر مربع

f_c = مقاومت فشاری مشخصه بتن، مگاپاسکال

h = ضخامت کل عضو، میلی‌متر

k = ضریب طول مؤثر

l_c = فاصله قائم آزاد بین‌تکیه‌گاه‌ها، میلی‌متر

N_r = بار محوری محاسباتی نهایی دیوار، نیوتن

ϕ_c = ضریب جزئی ایمنی بتن

۹-۱۹-۱ گستره

ضوابط این فصل باید برای طراحی دیوارهای بتن‌آرمه رعایت شوند.

۹-۱۹-۲ تعاریف

۹-۱۹-۲-۱ دیوار باربر

دیوار باربر، دیواری است که بطور عمده زیر اثر بارهای قائمی که در امتداد میان صفحه آن، به تنهایی و یا توأم با لنگر خمشی بر آن وارد می‌شود، قرار دارد.

۹-۱۹-۲-۲ دیوار برشی

دیوار برشی، دیواری است که بطور عمـده زیر اثـر بـارهای جانبی واقع در میان صفحه خود قرار می‌گیرد و نقش عمده آن مشارکت در تحمل و انتقال این نیروها می‌باشد.

۹-۱۹-۲-۳ دیوار حایل

دیوار حایل، دیواری است که بطور عمده زیر اثر بارهای عمود بر میان صفحه خود قرار می‌گیرد.

۹-۱۹-۳ ضوابط کلی طراحی

۹-۱۹-۳-۱ دیوارها باید بـرای تـمامی بارهایی که به آنها وارد می‌شوند، ازجمله بارهای با برون محوری و بارهای جانبی طراحی شوند.

۹-۱۹-۳-۲ اعضای فشاری که بطور یکپارچه با دیوارها ساخته می‌شـونـد ، بـایـد بـر اساس بند ۹-۱۴-۸-۲ طراحی شوند.

۹-۱۹-۳-۳ برای تأمین پایداری دیوارها باید آنها را به قطعات متقاطـع مجاور مانند کف‌ها، بام‌ها، ستون‌ها، پشت‌بندهای دیواری، دیـوارهای مـتقاطع یا شالوده‌ها مهارکرد.

۹-۱۹-۳-۴ انتقال نیرو از پای دیوار به شالوده باید بر اساس ضابطه بند ۹-۲۰-۶ صورت گیرد.

۹-۱۹-۴ محدودیت آرماتورها

۹-۱۹-۴-۱ در دیوارها آرماتـورهای قائـم و افقی‌نباید به ترتیب کمتر از مقادیر مندرج در بندهای ۹-۱۹-۴-۲ و ۹-۱۹-۴-۳ اختیار شوند. در دیوارهایی‌که زیر اثر نیروی بـرشی قرار می‌گیرند، رعایت حداقل آرماتور مطابق بند ۹-۱۵-۱۶-۴ نیز الزامی است.

۹-۱۹-۴-۲ حداقل نسبت مساحت مقطع آرماتور قائم به مساحت کل مقطع برای میلگردهای مختلف بشرح (الف) و (ب) این بند است:

الف- برای میلگردهای رده ۴۰۰ S و بالاتر، با قطر ۱۶ میلیمتر و یا کمتر ۰/۰۰۱۲

ب- برای سایر میلگردهای آجدار ۰/۰۰۱۵

۹-۱۹-۴-۳ حداقل نسبت مساحت مقطع آرماتور افقی به مساحت کل مقطع برای آرماتورهای مختلف به شرح (الف) و (ب) این بند است:

الف- برای میلگردهای رده S۴۰۰ و بالاتر، با قطر ۱۶ میلیمتر یا کمتر ۰/۰۰۲۰

ب- برای سایر میلگردهای آجدار ۰/۰۰۲۵

۹-۱۹-۴-۴ نسبت مساحت آرماتور قائم و آرماتور افقی به مساحت کل مقطع نباید بیشتر از ۰/۰۴ اختیار شود. محدودیت مقدار حداکثر باید درمحل وصله‌های میلگردها نیز رعایت شود.

۹-۱۹-۴-۵ در دیوارهای با ضخامت بیشتر از ۲۵۰ میلیمتر، به جز دیوارهای زیرزمین و دیوارهای حایل، هر یک از آرماتورهای قائم و افقی باید در دو سفره به موازات سطوح دیوار، مطابق (الف) و (ب) این بند پیش‌بینی شوند.

الف- در دیوارهایی که یک رویه آنها در تماس با خاک یا هوای بیرون قرار دارد، یک شبکه آرماتور شامل‌حداقل‌نصف و حداکثر دوسوم کل آرماتور لازم برای هر امتداد باید در فاصله‌ای بیشتر از ۵۰ میلیمتر وکمتر از یک‌سوم ضخامت دیوار از رویه در تماس با خاک یا محیط خارجی قرار داده شود و یک شبکه آرماتور شامل باقیمانده آرماتور لازم برای هر امتداد باید در فاصله‌ای بیشتر از۲۰ میلیمتر و کمتر از یک‌سوم ضخامت دیوار از رویه دیگر قرار داده شود. پوشش بتنی روی میلگردها باید ضوابط بند ۹-۶-۸ را نیز برآورده کند.

ب- در سایر دیوارها هر شبکه آرماتور شامل نصف آرماتور لازم در هر امتداد باید در فاصله‌ای بیشتر از ۲۰ میلیمتر و کمتر از یک‌سوم ضخامت دیوار از هر رویه قرار داده شود. پوشش بتنی روی میلگردها باید ضوابط بند ۹-۶-۸ را نیز بر آورده کند.

۹-۱۹-۴-۶ فاصله میلگردهای قائم و میلگردهای افقی مجاور در هر شبکه نباید بیشتر از سه برابر ضخامت دیوار و ۳۵۰ میلیمتر باشد.

۹-۱۹-۴-۷ در مواردی که مساحت مقطع کل آرماتور قائم از یک درصد مساحت کل مقطع کمتر است و یا در مواردی که بر اساس طراحی ساختمان، آرماتور قائم به عنوان آرماتور فشاری مورد نیاز نیست، محصور کردن میلگردهای قائم با خاموت الزامی نیست. برای مقادیر بیشتر میلگردهای قائم، آرماتوربندی دیوارها باید مشابه ستون‌ها باشد.

۹-۱۹-۴-۸ دورتا دور بازشوها 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 و به نحوی مناسب مهار شوند.

۹-۱۹-۵ دیوارهای باربر

۹-۱۹-۵-۱ در دیوارهای بار بر کنترل مقاطع افقی‌در حالت حدی نهایی مقاومت باید مانند مقاطع تحت فشار و خمش انجام گیرد و ضوابط بندهای ۹-۱۴-۲ تا ۹-۱۴-۴ همراه با ضوابط فصل شانزدهم، مربوط به‌آثار لاغری، در مورد آنها رعایت شود.

۹-۱۹-۵-۲ در دیوارهای با مقطع 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 (۹-۱۴-۲) انجام داد و مقاومت محاسباتی مقطع در برابر بار محوری، N_r، را با رابطه تجربی (۹-۱۹-۱) محاسبه کرد:

$$N_r = ۰/۵۵\phi_c f_c A_g \left[۱ - \left(\frac{k l_c}{۳۲h} \right)^۲ \right] \qquad (۹-۱۹-۱)$$

در این رابطه مقدار k از قسمت‌های (الف) تا (پ) این بند بدست می‌آید.

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: $k = ۰/۸$

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: $k = ۱$

پ- در دیوارهای مهار نشده در مقابل حرکت جانبی: $k = ۲$

در حالت کلی هنگامی‌که از رابطه (۹-۱۹-۱) استفاده نشود، روش طراحی دیوارهای باربر مانند ستون‌ها می‌باشد.

۹-۱۹-۵-۳ ضخامت دیوارهایی‌که بر اساس ضابطه بند ۹-۱۹-۵-۲ طراحی می‌شوند، نباید کمتر از مقادیر (الف) و (ب) این بند باشد:

الف- $\frac{۱}{۲۵}$ طول آزاد یا ارتفاع آزاد دیوار، هرکدام کوچکتر باشد، و ۱۰۰ میلی‌متر

ب- در دیوارهای بیرونی زیرزمین‌ها و سایر دیوارهایی که بطور مستقیم در تماس با خاک قرار دارند: ۲۰۰ میلی‌متر

۹-۱۹-۵-۴ طول افقی دیوار که به عنوان ناحیه مؤثر 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 تحلیل دقیق‌تر، این طول را می‌توان تغییر داد.

۹-۱۹-۶ دیوارهای برشی

۹-۱۹-۶-۱ طراحی دیوارهای برشی برای مقاومت در برابر برش باید بر اساس ضوابط بند۹-۱۵-۱۶ انجام گیرد.

۹-۱۹-۶-۲ طراحی دیوارهای برشی برای مقاومت در برابر لنگر خمشی و نیروی محوری باید براساس ضوابط فصل چهاردهم انجام‌گیرد.

۹-۱۹-۷ دیوارهای حائل

۹-۱۹-۷-۱ دیوارهای حائل باید با توجه به شرایط بارگذاری، بر طبق ضوابط فصل چهاردهم، پانزدهم و هجدهم و ملاحظات مندرج در مبحث هفتم طراحی شوند.

۹-۲۰ طراحی شالوده

۹-۲۰-۰ علائم اختصاری

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

$A_{s\,min}$ = حداقل آرماتور در ناحیه کششی یا آرماتور ناشی از حرارت و جمع‌شدگی در شالوده، میلی‌متر مربع

d = ارتفاع موثر مقطع، میلی‌متر

d_c = فاصله مرکز میلگرد آرماتور جلدی تا نزدیکترین سطح جدار در شالوده حجیم، میلی‌متر

d_p = قطر شمع در محل اتصال به سر شمع بتنی، میلی‌متر

β = نسبت طول به عرض شالوده

h = ارتفاع شالوده، میلی‌متر

S = فاصله مرکز به مرکز میلگردها در بتن حجیم، میلی‌متر

α = ضریب تعدیل آرماتور حرارت و جمع‌شدگی

۹-۲۰-۱ گستره

۹-۲۰-۱-۱ ضوابط این فصل ضمن رعایت ضوابط مربوط به مبحث هفتم مقررات ملّی ساختمان، باید برای طراحی شالوده‌های متکی بر زمین یا بر روی شمع و نیز برای شمع‌های بتنی رعایت شوند.

۹-۲۰-۱-۲ طراحی سازه شالوده‌ها و شمع‌ها برای خمش و بارهای محـوری و برش مشمول ضوابط فصول چهاردهم و پانزدهم و پیوستگی بتن و آرماتور در فصل بیست و یکم با در نظر گرفتن آثار کمانش می‌شود. ضوابط این فصل مربوط به الزامات اضافی یا جایگزینی است که باید در مورد شالوده‌ها و شمع‌ها رعایت شوند.

۹-۲۰-۲ تعاریف

در این مبحث شالوده به قسمتی از سازه ساختمان اطلاق می‌شود که روی سطـح فوقانی آن ستون یا دیوار قرار گرفته و سطح تحتانی آن مستقیماً روی زمین یا روی شمع تکیه دارد و بار ساختمان را به زمین منتقل می‌کند.

۹-۲۰-۲-۱ انواع شالوده‌ها

۹-۲۰-۲-۱-۱ شالوده منفرد به شالوده‌ای اطلاق می‌شود که بار یک یا دو ستون نزدیک به هم در محل درز انبساط را به زمین منتقل می‌نمـاید. شالوده مـنفـرد 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 به هم باشند، می‌توانند به یکدیگر پیوسته و به صورت شالوده مرکب کار کنند.

۹-۲۰-۲-۱-۲ 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 پاشنه دار (T وارونه) باشد. در حالتی که شالوده نـواری صرفاً بار دیوار را به زمین منتقل کند شالوده دیواری نامیده می‌شود.

۹-۲۰-۲-۱-۳ شالوده گسترده به شالوده‌هایی اطلاق می‌شود که بار چند ستون یا دیوار را که در ردیف‌ها و امتدادهای مختلف قرار دارند به زمین منتقل می‌نماید. شالوده گـستـرده ممـکن است به شکل دال، مجموعه تیر ـ دال و یا صندوقه‌ای ساخته شود. در برخی شرایط نیز ممکن است شالوده ساختمان متشکل از شبکه‌ای از نوارهای متقاطع باشد. عملکرد شالوده‌های گسترده یا با شبکه نوارها می‌تواند بصورت صلب یا انعطاف پذیر بوده و در حالت صفحه صلب، تحلیل شالوده با فرض

جابجائی یا چرخش در یک یا دو جهت و فشار خطی خاک انجام می‌شود. در حالت شالوده انعطاف پذیر لازم است اثر خاک با توجه به ملاحظات مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان روی صفحه شالوده قرار گرفته و سیستم شالوده به صورت یک صفحه پیوسته یا ناپیوسته تحلیل و طراحی شود. در هر نوار از شبکه مقدار فولاد طولی با توجه به ملاحظات خمشی طولی تعیین می‌شود. در طول نوار مقدار فولاد عرضی با توجه به شرایط خمش عرضی مقطع محاسبه و تعبیه می‌شود. در محل تقاطع دو نوار فولاد تعبیه شده مربوط به محاسبات خمش طولی نوارهای متقاطع خواهد بود.

۹-۲۰-۲-۱-۴ 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، نباید متکی بر خاک باشد. چنانچه این تیر رابط تحت اثر فشار خاک زیرین قرار گیرد باید طبق ضوابط مربوط به شالوده نواری طراحی گردد.

۹-۲۰-۲-۲ انواع شمع‌ها

شمع‌ها از اجزای شالوده عمیق می‌باشند که بارهای ساختمان را به زمین منتقل می‌نماید. شمع‌ها ممکن است منفرد یا به صورت گروه شمع باشند.

۹-۲۰-۲-۲-۱ شمع منفرد به شمعی اطلاق می‌شود که مستقیماً بار یک ستون را دریافت نموده و به زمین منتقل نماید.

۹-۲۰-۲-۲-۲ گروه شمع‌ها به تعدادی شمع اطلاق می‌شود که بار خود را از یک یا چند ستون از طریق صفحه سر شمعی دریافت نمایند.

۹-۲۰-۳ ضوابط کلی طراحی

۹-۲۰-۳-۱ مساحت کف شالوده یا تعداد و ترتیب قرار گرفتن شمع‌ها باید براساس نیروهای نظیر بحرانی ترین ترکیب عامل‌های بدون ضریب که از شالوده به خاک یا شمع‌ها منتقل می‌شوند و با توجه به تنش مجاز خاک یا شمع‌ها که بر اساس مطالعات مکانیک خاک بدست می‌آیند، تعیین شوند.

۹-۲۰-۳-۲ ترکیبات بارگذاری عامل‌ها که در بند ۹-۲۰-۳-۱ مورد نظر می‌باشند تمامی ترکیبات عنوان شده در جدول ۹-۱۳-۲ هستند که در آنها ضرایب جزئی ایمنی بارها باید برابر با یک منظور شوند.

۹-۲۰-۳-۳ در مواردی که باد یا زلزله یکی از عامل‌های ترکیب بار باشند تنش مجاز خاک یا بار مجاز شمع را می‌توان بر اساس ملاحظات مباحث ششم و هفتم در نظر گرفت.

۹-۲۰-۳-۴ طراحی شالوده‌های سطحی و سرشمعی برای خمش، خمش و بارهای محوری، برش و طول مهاری میلگرد ریشه، همگی باید در حالت حدی نهایی و براساس ضوابط فصول چهاردهم، پانزدهم، شانزدهم و بیست و یکم صورت گیرد.

۹-۲۰-۳-۵ طراحی شالوده‌های عمیق برای بارهای محوری، خمش و بارهای محوری ، برش و طول مهاری میلگرد ریشه، همگی باید در حالت حدی نهایی و بر اساس ضوابط فصول چهاردهم، پانزدهم، شانزدهم و بیست و یکم صورت گیرد.

۹-۲۰-۳-۶ در شمع‌هایی که تمام طول آنها در لایه‌های خاک متراکم قرار دارد، بررسی کمانش ضروری نیست. اما در شمع‌هایی که تمام یا بخشی‌از طول آنها در خاک سست قرار گرفته و یا خارج از خاک باشد، بررسی کمانش با توجه به شرایط خاص تکیه‌گاهی ضروری است.

۹-۲۰-۳-۷ پیوستگی بتن و آرماتور در مقاطع مختلف شالوده و سرشمعی و نحوه مهار میلگردها در آنها باید بررسی شوند، علاوه بر مقاطعی که در بند ۹-۲۰-۴-۳-۲ برای خمش تعیین شده‌اند، مقاطعی که در آنها ابعاد مقطع یا مقدار آرماتور تغییر می‌کند، نیز باید بررسی شوند.

۹-۲۰-۳-۸ در گروه شمع‌ها میلگردهای طولی شمع‌ها باید، با توجه به نوع اتصال انتخابی (صلب یا مفصلی)، به نحوی مناسب در سرشمع امتداد یافته و مهار شوند.

۹-۲۰-۳-۹ ضخامت شالوده‌ها نباید کمتر از ۲۵۰ میلیمتر و ضخامت صفحه سرشمع مربوط به گروه شمع نباید کمتر از ۴۰۰ میلیمتر اختیار شود.

۹-۲۰-۳-۱۰ طراحی سازه‌ای شمع‌های قائم که تحت اثر نیروی جانبی قرار می‌گیرند مطابق ضوابط شمع‌های خمشی صورت می‌گیرد.

۹-۲۰-۴ ضوابط تعیین بارهای وارد بر شالوده‌ها

۹-۲۰-۴-۱ کلیات

۹-۲۰-۴-۱-۱ لنگرهای خمشی و نیروهای برشی نهایی‌که در طراحی مقاطع مختلف شالوده مورد استفاده قرار می‌گیرند باید زیر اثر بارهای نهایی و واکنش‌های متناظر با آنها و براساس اصول شناخته شده تحلیل سازه‌ها تعیین شوند.

۹-۲۰-۴-۱-۲ در شالوده‌ها به جای استفاده از ضوابط بند ۹-۲۰-۴-۱-۱، لنگرهای خمشی و نیروهای برشی نهایی در مقاطع مختلف را می‌توان به صورت تقریبی از حاصلضرب مقادیر این عامل‌ها زیر اثر بارهای بدون ضریب در یک ضریب کلی ایمنی بارها به دست آورد. این ضریب کلی ایمنی را باید به نحوی مناسب از تقسیم بارهای نهایی به بارهای بهره‌برداری تعیین نمود.

۹-۲۰-۴-۱-۳ در شالوده‌های روی شمع، لنگرهای خمشی و نیروهای برشی نهایی در مقاطع مختلف سرشمعی را می‌توان با این فرض که عکس‌العمل هر شمع به صورت متمرکز در مرکز آن شمع اثر می‌کند، تعیین نمود.

۹-۲۰-۴-۱-۴ در شالوده‌هایی‌که 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 فرضی مربع شکل با مساحتی برابر مساحت ستون یا ستون پایه جایگزین نمود.

۹-۲۰-۴-۱-۵ شالوده‌های منفرد که به صورت شیبدار یا پلکانی می‌باشند باید چنان طراحی و اجرا شوند که عملکرد شالوده به صورت یکپارچه تأمین گردد.

۹-۲۰-۴-۲ توزیع فشار خاک

۹-۲۰-۴-۲-۱ توزیع فشار خاک در زیر شالوده‌ها و فشار جانبی روی شمع باید با توجه به مشخصات خاک و نحوه تأثیر بارها روی شالوده و براساس اصول شناخته شده مکانیک خاک تعیین شود.

۹-۲۰-۴-۲-۲ در شالوده‌های منفرد، در صورت عدم انجام تحلیل با جزئیات دقیق‌تر، توزیع فشار خاک را می‌توان با فرض صلب بودن شالوده تعیین نمود.

۹-۲۰-۴-۲-۳ در شالوده‌های منفرد و گسترده، 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.

۹-۲۰-۴-۲-۴ در مواردی که نیروهای وارده بر شالوده کششی باشند باید با پیش‌بینی تدابیر مناسب از جمله استفاده از شمع یا میل مهار مانع از بلند شدن شالوده از روی زمین شد. این‌تدابیر باید بنحوی باشند که ضریب ایمنی در مقابل نیروهای بلند کننده حداقل برابر با ۱/۵ باشد.

۹-۲۰-۴-۲-۵ در شالوده‌های باسکولی، تیر رابط بین شالوده‌ها باید به اندازه کافی صلب باشد تا بتواند مانع چرخش شالوده‌ای که زیر اثر بار برون محور قرار دارد، بشود. در صورت عدم انجام تحلیل دقیق‌تر ممان اینرسی مقطع این تیر باید حداقل برابر ممان 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.

۹-۲۰-۴-۳ لنگر خمشی در شالوده‌ها

۹-۲۰-۴-۳-۱ 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.

۹-۲۰-۴-۳-۲ مقطع بحرانی برای تعیین حداکثر لنگر خمشی در بر شالوده‌ها، در مجاورت ستون‌ها و ستون پایه‌ها و دیوارها باید به شرح (الف) الی (پ) این بند در نظر گرفته شود:

الف- برای شالوده‌هایی که زیر ستون، ستون پایه یا دیوار بتنی قرار دارند، در بر اجزای مزبور، متکی به شالوده می‌باشد.

ب- برای شالوده‌هایی که زیر دیوار با مصالح بنایی قرار دارند، در وسط لبه دیوار تا محور دیوار می‌باشد.

پ- برای شالوده‌هایی که زیر صفحه فلزی کف ستون قرار دارند، در وسط فاصله بر ستون تا لبه صفحه فولادی کف ستون می‌باشد.

۹-۲۰-۴-۳-۳ در شالوده‌های منفرد و زیر دیوار، باید امکان ایجاد لنگر خمشی منفی و لزوم آرماتورگذاری در بالای مقطع شالوده بررسی شود.

۹-۲۰-۴-۴ نیروی برشی شالوده‌ها و سرشمع‌ها

۹-۲۰-۴-۴-۱ مقطع بحرانی برای محاسبات برش یکطرفه به فاصله d و برای برش دو طرفه به فاصله $\frac{d}{۲}$ از محل‌های تعیین شده به شرح (الف) و (ب) این بند در نظر گرفته می‌شود:

الف- برای شالوده‌هایی که زیر ستون، ستون پایه یا دیوار قرار دارند، بر اجزای مزبور، متکی بر شالوده‌ها می‌باشند.

ب- برای شالوده‌هایی که زیر صفحه فلزی کف ستون قرار دارند، وسط فاصله بر ستون تا لبه صفحه فولادی کف ستون‌ها می‌باشد.

۹-۲۰-۴-۴-۲ نیروی برشی در هر مقطع از سر شمع باید براساس ضوابط (الف) الی (پ) این بند محاسبه شود:

الف- عکس‌العمل هر شمع که مرکز آن به فاصله $\frac{d_p}{۲}$ یا بیشتر از مقطع مورد نظر و در خارج مقطع مزبور قرار دارند، در مقطع ایجاد برش می‌کند.

ب- عکس‌العمل هر شمع که مرکز آن به فاصله $\frac{d_p}{۲}$ یا بیشتر از مقطع مورد نظر و در داخل مقطع مزبور قرار دارد، در مقطع ایجاد برش نمی‌کند.

پ- در حالت‌های بینابین، آن قسمت از عکس‌العمل شمع که در مقطع مورد نظر ایجاد برش می‌کند، باید با درون‌یابی خطی بین مقدار کامل عکس‌العمل، برای حالتی که مرکز شمع به فاصله $\frac{d_p}{۲}$

و در خارج مقطع و مقدار صفر برای حالتی که مرکز شمع به فاصله $\frac{d_p}{۲}$ و در داخل مقطع قرار دارد، محاسبه شود.

۹-۲۰-۵ آرماتورهای شالوده‌ها و شمع‌ها و محدودیت‌های آنها

آرماتورهای لازم برای مقاطع شالوده‌ها و شمع‌ها بر اساس نیروهای وارد بر آن مقاطع در حالت حد نهایی با رعایت محدودیت‌های بند ۹-۲۰-۵-۱ الی ۹-۲۰-۵-۹ محاسبه می‌شوند.

۹-۲۰-۵-۱ در شالوده‌های منفرد، گسترده و باسکولی (بجز تیر رابط) نسبت آرماتور به کار رفته در مقطع نباید کمتر از مقادیر ذکر شده در بندهای ۹-۲۰-۸-۱ الی ۹-۲۰-۸-۴ باشد. در مورد تیرهای رابط شالوده‌های باسکولی حداقل آرماتور باید براساس بند ۹-۱۴-۵-۲-۱ اختیار شود.

۹-۲۰-۵-۲ در شالوده‌های نواری مقدار نسبت آرماتور در ناحیه کششی نباید کمتر از ۰/۲۵ درصد اختیار شود، مگر آنکه آرماتور بکار رفته به اندازه یک سوم بیشتر از مقدار آرماتور تعیین شده در محاسبات باشد. در حالت اخیر این نسبت نمی‌تواند کمتر از ۰/۱۵ درصد اختیار گردد.

۹-۲۰-۵-۳ در شالوده‌ها قطر میلگردها نباید کمتر از ۱۰ میلیمتر و فاصله محور تا محور آنها از یکدیگر، نباید کمتر از ۱۰۰ میلیمتر و بیشتر از ۳۵۰ میلیمتر در نظر گرفته شود.

۹-۲۰-۵-۴ در شالوده‌های حجیمی که در آنها ابعاد و حجم بتن مستقل از نیازهای محاسباتی در نظر گرفته می‌شوند، رعایت حداقل آرماتور خمشی مطابق بند ۹-۲۰-۵-۱ ضرورتی ندارد. در این شالوده‌ها در صورتی که کنترل ترک‌های سطحی مورد نظر باشد باید در آن سطوح یک شبکه میلگرد جلدی مطابق بند ۹-۲۰-۸-۶ به کار برد. حداکثر فاصله میلگردهای جلدی ۳۵۰ میلیمتر است.

۹-۲۰-۵-۵ در شالوده‌های منفرد در صورتی که عملکرد شالوده یکطرفه باشد و یا عملکرد آن دو طرفه بوده و شکل آن مربع باشد، توزیع میلگردها در سراسر عرض شالوده باید بطور یکنواخت صورت گیرد. در غیر اینصورت توزیع میلگردها باید مطابق ضوابط (الف) و (ب) این بند باشد.

الف- میلگردهای طولی شالوده به طور یکنواخت در سراسر عرض شالوده توزیع می‌شوند.

ب- قسمتی از میلگردهای عرضی شالوده، که مقدار آن از رابطه (۹-۲۰-۱) تعیین می‌شود، در نوار میانی که عرض آن برابر با بعد کوچکتر سطح شالوده است و بطور متقارن نسبت به ستون و یا ستون پایه قرار دارد، بطور یکنواخت توزیع می شوند و بقیه میلگردهای عرضی با رعایت بند ۹-۲۰-۵-۳ در دو سمت نوار میانی بطور یکنواخت قرار داده می‌شوند.

$$\frac{\text{میلگردهای نوار میانی در امتداد عرضی}}{\text{کل میلگردهای عرضی شالوده}} = \frac{۲}{۱+\beta} \qquad (۹-۲۰-۱)$$

۹-۲۰-۵-۶ حداقل و حداکثر نسبت آرماتور طولی شمع‌های پیش ساخته و شمع‌های درجا با قطر کمتر یا برابر ۸۰۰ میلیمتر، مشابه ستون‌ها و با توجه به ضوابط فـصل چهاردهم تعیین می‌شود.

۹-۲۰-۵-۷ حداقل و حداکثر نسبت آرماتور طولی شمع‌های درجا با قطر بیش از ۸۰۰ میلیمتر به ترتیب به میزان نیم درصد و سه درصد سطح مقطع شمع منظور می‌گردد.

۹-۲۰-۵-۸ آرماتور عرضی شمع‌ها به صورت تنگ یا مارپیچ در نظر گرفته می‌شود.

۹-۲۰-۶ انتقال نیرو از پای ستون، دیوار یا ستون پایه بتنی به شالوده

۹-۲۰-۶-۱ 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 منتقل شوند.

۹-۲۰-۶-۲ 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، طبق ضوابط بند ۹-۱۴-۱۰ تجاوز کند.

۹-۲۰-۶-۳ میلگردهای طولی ستون، میلگردهای انتظار، یا اتصال دهنده‌های مکانیکی بین عضو تکیه‌گاهی و عضو متکی بر آن باید برای انتقال نیروهای به شرح (الف) و (ب) این بند کافی باشند و علاوه برآن محدودیت‌های بندهای۹-۲۰-۶-۶ و ۹-۲۰-۶-۷ را تأمین کنند:

الف- آن قسمت از نیروی فشاری‌که از مقاومت اتکایی بتن بین دو عضو تجاوز کند.

ب- هرگونه نیروی کششی محاسبه شده در سطح تماس.

۹-۲۰-۶-۴ برای انتقال لنگرهای خمشی به ستون پایه یا شالوده، میلگردهای انتظار یا اتصال دهنده‌های مکانیکی باید ضوابط پیوستگی بتن و فولاد را، مطابق فصل بیست و یکم تأمین نمایند.

۹-۲۰-۶-۵ نیروهای برشی باید با عملکرد برش اصطکاکی، مطابق ضوابط بند ۹-۱۵-۱۳، و یا به روش مناسب دیگری به ستون پایه یا شالوده انتقال داده شوند.

۹-۲۰-۶-۶ 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.

۹-۲۰-۶-۷ در دیوارها سطح مقطع میلگردهای قطع کننده سطح تماس دیوار با شالوده، نباید کمتر از مقدار حداقل میلگردهای قائم داده شده در بند ۹-۱۹-۴-۲ باشد.

۹-۲۰-۶-۸ در صورت استفاده از وسایل مکانیکی برای ایجاد مفصل یا غلتک گهواره‌ای بین ستون و شالوده، در اتصال این وسایل به ستون و شالوده باید علاوه بر ضوابط بندهای ۹-۲۰-۶-۱ تا ۹-۲۰-۶-۵ ضابطه بند ۹-۲۰-۶-۹ نیز رعایت شود.

۹-۲۰-۶-۹ 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.

۹-۲۰-۷ محدود کردن حرکت نسبی شالوده‌ها

۹-۲۰-۷-۱ شالوده‌های جدا از هم در یک ساختمان باید در دو امتداد ترجیحاً عمود برهم، به وسیله کلاف‌های رابط بهم متصل شوند، بطوری که کلاف‌ها مانع حرکت دو شالوده نسبت به هم گردند. در ساختمان‌های یک طبقه که دارای دهانه بزرگ هستند مانند ساختمان‌های صنعتی، آشیانه‌ها و غیره که در آنها شالوده‌ها دارای عمق استقرار و پایداری کافی در برابر نیروهای جانبی هستند، از پیش بینی‌کلاف در امتداد دهانه قاب می‌توان صرفنظر کرد. در این شالوده‌ها خاکریز اطراف شالوده باید بعداً به خوبی‌کوبیده و متراکم شود. در موارد دیگر نیز که به هر دلیل امکان اجرای کلافها وجود ندارد، مشروط بر آنکه مطالعات ویژه، نشانگر آن باشد که استفاده از روش‌های دیگر مانند بکارگیری شمع برای زیر شالوده‌ها و یا اجرای ستون پایه‌ها و ایجاد فشار خاک بر روی آنها در عمق مناسب، می‌تواند حرکت نسبی شالوده‌ها را محدود سازد، بهره‌گیری از روش مربوطه امکان پذیر است.

۹-۲۰-۷-۲ کلاف‌های رابط بین شالوده‌ها باید بتوانند حداقل نیروی کششی معادل ده درصد بزرگترین نیروی محوری نهایی وارد به ستون‌های طرفین خود را تحمل نمایند.

۹-۲۰-۷-۳ ابعاد مقطع‌کلاف رابط باید متناسب با ابعاد شالوده و حداقل ۳۰۰ میلیمتر اختیار شود، به گونه‌ای که سطح فوقانی آن با شالوده یکسان باشد.

۹-۲۰-۷-۴ تعداد میلگردهای طولی کلاف‌ها باید حداقل چهار عدد آرماتور با قطر ۱۴ میلیمتر باشد. این میلگردها باید توسط میلگردهای عرضی به قطر حداقل ۸ میلیمتر و با فواصل حداکثر ۲۵۰ میلیمتر از یکدیگر گرفته شوند.

۹-۲۰-۷-۵ میلگردهای طولی‌کلاف‌ها باید در شالوده‌های میانی ممتد باشند و در شالوده‌های کناری از محاذات بر ستون مهار شوند.

۹-۲۰-۸ آرماتور های حرارت و جمع‌شدگی در شالوده‌ها

۹-۲۰-۸-۱ نسبت سطح مقطع آرماتور حرارت و جمع شدگی لازم به کل سطح مقطع بتن برای شالوده‌های به ضخامت کمتر یا مساوی ۱۰۰۰ میلیمتر نباید از مقدار بدست آمده از رابطه ۹-۱۸-۲ کمتر اختیار شود.

۹-۲۰-۸-۲ نسبت سطح مقطع آرماتور حرارت و جمع‌شدگی لازم به کل سطح مقطع بتن برای شالوده‌های به ضخامت بیشتر از ۱۰۰۰ تا ۲۰۰۰ میلیمتر نباید از α برابر نسبت‌های مندرج در بند ۹-۲۰-۸-۱ کمتر اختیار شود. مقدار α از رابطه (۹-۲۰-۲) تعیین می‌شود:

$$\alpha = ۱/۳ - ۰/۰۰۰۳h \qquad (۹-۲۰-۲)$$

۹-۲۰-۸-۳ مقدار حداقل آرماتور حرارت و جمع‌شدگی $A_{s\,min}$، برای شالوده‌های به ضخامت بیشتر از ۲۰۰۰ میلیمتر برابر مقدار آرماتور برای شالوده به ضخامت ۲۰۰۰ میلیمتر و به شرح (الف) تا (پ) این بند است:

الف- برای میلگردهای رده S۳۴۰:

$$A_{s\,min} = ۲۸۰۰\left(\frac{mm^۲}{m}\right)$$

ب ـ برای میلگردهای رده S ۴۰۰ :

$$A_{s\,min} = ۲۵۰۰\left(\frac{mm^۲}{m}\right)$$

پ ـ برای میلگردهای رده S ۵۰۰ و بالاتر :

$$A_{s\,min} = ۲۱۰۰\left(\frac{mm^۲}{m}\right)$$

۹-۲۰-۸-۴ در شالوده‌های با ضخامت متغیر، می‌توان ضخامت را برای محاسبه حداقل مقدار آرماتور کششی حرارت و جمع‌شدگی برابر با ضخامت شالوده فرضی هم حجم آن اختیار کرد.

۹-۲۰-۸-۵ در شالوده‌های با ضخامت بیش از ۱۰۰۰ میلیمتر از آنجایی که حداقل $\frac{۱}{۳}$ مقدار آرماتور حرارت و جمع‌شدگی بدست آمده از بند ۹-۲۰-۸-۲ یا ۹-۲۰-۸-۳ در هر وجه شالوده (فوقانی و تحتانی) لازم می‌باشد، در صورت کمتر بودن فولاد محاسباتی در هر وجه از مقدار مزبور، فولاد حداقل ذکر شده در این بند، در آن وجه تعبیه گردد.

۹-۲۰-۸-۶ آرماتور جلدی

در شالوده‌های حجیم مقدار آرماتور جلدی از رابطه (۹-۲۰-۳) به دست می‌آید:

$$A_b = \frac{۱/۶ d_c s}{۱۰۰} \qquad (۹-۲۰-۳)$$

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

۹-۲۱ مهار و وصله آرماتور

۹-۲۱-۰ علائم اختصاری

A_S = سطح مقطع یک میلگرد، میلی‌متر مربع

A_{tr} = سطح مقطع کل آرماتور عرضی قرارگرفته با فاصله S از یکدیگر در امتداد عمود برسفره میلگردهایی که مهار یا وصله می‌شوند، میلی‌مترمربع

b_w = پهنای جان یا قطر مقطع مدور، میلی‌متر

c = پوشش بتن روی میلگرد و یا فاصله مرکز تا مرکز میلگردها از یکدیگر، میلی‌متر

d = فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز سطح آرماتور کششی، میلی‌متر

d_b = قطر اسمی میلگرد، میلی‌متر

f_c = مقاومت فشاری مشخصه بتن، مگاپاسکال

f_{cd} = مقاومت محاسباتی بتن که برابر است با $\varphi_c f_c$، مگاپاسکال

f_y = مقاومت مشخصه فولاد$\left(f_{yk}\right)$، مگاپاسکال،که برای تسهیل کار در این فصل‌حرف k در زیرنویس حذف شده است.

f_{yd} = مقاومت محاسباتی فولاد که برابر است با $\varphi_s f_y$، مگاپاسکال

h = ارتفاع کل عضو، میلی‌متر

k_1 = ضریب پوشش بتن برای محاسبه طول گیرایی میلگردهای قلاب‌دار

k_2 = ضریب میلگردهای عرضی برای محاسبه طول گیرایی میلگردهای قلاب‌دار

K_{tr} = ضریب میلگردهای عرضی در محاسبه طول گیرایی میلگرد کششی

l_a = طول گیرداری اضافه در تکیه‌گاه یا در نقطه عطف، میلی‌متر

l_d = طول گیرایی میلگرد کششی، میلی‌متر

l_{dc} = طول گیرایی میلگرد فشاری، میلی‌متر

l_{dh} = طول گیرایی میلگرد قلابدار در کشش، میلی‌متر

M_r = لنگر خمشی مقاوم مقطع، نیوتن ـ میلی‌متر

n = تعداد میلگردهایی که در یک محل مهار و یا وصله می‌شوند.

S = فاصله بین خاموت‌ها، میلی‌متر

V_r = نیروی برشی مقاوم مقطع، نیوتن

V_u = نیروی برشی نهایی در مقطع، نیوتن

β_b = نسبت سطح مقطع آرماتور قطع شده به سطح مقطع کل آرماتور کششی در مقطع

ϕ_c = ضریب جزئی ایمنی بتن

ϕ_s = ضریب جزئی ایمنی فولاد

۹-۲۱-۱ گستره

۹-۲۱-۱-۱ ضوابط این فصل باید برای تأمین مهار میلگردهـای آجدار در بتن و چگونگی وصله آنها به یکدیگر در تمامی قطعات بتن آرمه رعایت شوند.

۹-۲۱-۱-۲ ضوابط این فصل تمامی میلگردها را که بطور عمده تحت اثر بـارهای استاتیک قرار داشته و یا ساختمان‌های با شکل‌پذیری کم که تحت اثر بارهای جانبی زلزله قرار می‌گیرند را شامل می‌شود. ساختمان‌هایی که بطور عمده تحت اثر بارهای دیـنـامـیک قرار می‌گیرند، مشمول مقررات این فصل نمی‌شوند. برای ساختمان‌های با شکل‌پذیری متوسط و زیاد که تحت اثر بارهای جانبی زلزله قرار می‌گیرند باید علاوه بر ضوابط این فـصل، ضوابط اضافی فصل بیست و سوم نیز رعایت شوند.

۹-۲۱-۲ مهار میلگردها

۹-۲۱-۲-۱ کلیات

۹-۲۱-۲-۱-۱ در تمامی قطعات بتن آرمه نیروهای کششی یا فشاری موجود در میلگردها در هر مقطع باید به وسیله مهار میلگردها در دو سمت آن مقطع به بتن منتقل گردد. مهار میلگردها در بتن به یکی از سه طریق (الف) تا (پ) این بند و یا با ترکیبی از آنها امکان‌پذیر است:

الف- پیوستگی موجود بین بتن و آرماتور در سطح جانبی آرماتور

ب ـ ایجاد قلاب استاندارد در انتهای میلگرد

پ ـ به‌کارگیری وسایل مکانیکی در طول میلگرد

۹-۲۱-۲-۱-۲ برای مهار میلگردهای کششی به وسیله قلاب، انتهای میلگردها خم شده و به صورت قلاب درآورده می‌شود. 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 انتهای آزاد میلگرد 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 می‌شوند. ضوابط مربوط به تأمین طول گیرایی میلگردهای قلابدار در کشش در بند ۹-۲۱-۲-۷ داده شده‌اند. قلابها برای مهار آرماتور فشاری موثر نیستند.

۹-۲۱-۲-۱-۳ استفاده از هرگونه 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، حاصل شود.

۹-۲۱-۲-۲ قلاب‌های استاندارد

در این مبحث هریک از خم‌های مشروح زیر قلاب استاندارد تلقی می‌شود:

الف- میلگردهای اصلی

- خم نیم‌دایره (قلاب انتهایی ۱۸۰ درجه) به اضافه حداقل $4d_b$ طول مستقیم ولی نه کمتر از ۶۰ میلی‌متر در انتهای آزاد میلگرد
- خم ۹۰ درجه (گونیا) به اضافه طول مستقیم برابر حداقل $12d_b$ در انتهای آزاد میلگرد

ب ـ برای میلگردهای تقسیم و خاموت‌ها

- خم ۹۰ درجه (گونیا) به اضافه حداقل $۶d_b$ 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 $۲d_b$ 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 $۶d_b$ طول مستقیم ولی نه کمتر از ۶۰ میلی‌متر در انتهای آزاد میلگرد

۹-۲۱-۲-۳ حداقل قطر خم‌ها

الف- قطر داخلی خم‌ها به جز برای خاموت‌های با قطر کمتر از ۱۶ میلیمتر نباید از مقادیر مندرج در جدول ۹-۲۱-۱ کمتر اختیار شود:

جدول ۹-۲۱-۱ حداقل قطر خم‌ها

قطر میلگرد	حداقل قطر خم
کمتر از ۲۸ میلیمتر	$۶d_b$
۲۸ تا ۳۴ میلیمتر	$۸d_b$
۳۶ تا ۵۵ میلیمتر *	$۱۰d_b$

* 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 کمتر از ۱۶ میلیمتر نباید کمتر از $۴d_b$ اختیار شود.

۹-۲۱-۲-۴ طول گیرایی میلگردهای کششی

۹-۲۱-۲-۴-۱ طول گیرایی یک میلگرد در کشش، l_d، باید حداقل برابر با مقدار حاصل از رابطه (۹-۲۱-۱) در نظر گرفته شود، در هرحال کمتر از ۳۰۰ میلیمتر اختیار نشود.

$$l_d = \left[\frac{\cdot/۸۶ f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}} \frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{\left(\frac{c+k_{tr}}{d_b}\right)}\right] d_b \qquad (۹-۲۱-۱)$$

مقدار $\frac{c+k_{tr}}{d_b}$ نبایستی بیش از ۲/۵ درنظر گرفته شود.

الف- ضریب α، 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 β، یا ضریب اندود میلگرد، برای میلگردهایی که با ماده اپوکسی اندود شده‌اند و در آنها ضخامت پوشش بتنی روی میلگرد کمتر از $۳d_b$ و فاصله‌آزاد میلگردها کمتر از $۶d_b$ است، برابر با ۱/۵ و برای سایر میلگردهایی که با ماده اپوکسی اندود شده‌اند برابر۱/۲ و برای میلگردهایی که اندود اپوکسی نشده‌اند برابر با یک است.

لازم نیست حاصلضرب α و β بیشتر از۱/۷ در نظر گرفته شود.

پ- ضریب γ یا ضریب قطر میلگرد برای میلگردهای با قطر کمتر و یا مساوی ۲۰ میلیمتر برابر با ۰/۸ و برای میلگردهای با قطر بیش از ۲۰ میلیمتر برابر با یک است.

ت-ـ ضریب λ یا ضریب نوع بتن، برای بتن‌های سبک برابر ۱/۳ و برای بتن‌های معمولی برابر با یک می‌باشد.

ث-ـ ضریب c یا ضریب فاصله میلگردها از یکدیگر و از رویه قطعه برابر با کوچکترین دو مقدار فاصله مرکز میلگرد از نزدیکترین رویه بتن و نصف فاصله مرکز تا مرکز میلگردهایی است که در یک محل قطع و یا وصله می‌شوند.

ج- ضریب k_{tr}، ضریبی است که با توجه به مقدار آرماتور عرضی موجود در طول گیرایی از رابطه (۹-۲۱-۲) به دست می‌آید:

$$k_{tr} = \frac{\cdot/۱۲ A_{tr} f_{yd}}{sn} \qquad (۹-۲۱-۲)$$

در این رابطه n تعداد میلگردهایی است که در یک محل مهار و یا وصله می‌شوند.

برای سهولت در محاسبات، چنانچه فاصله آزاد میلگردها و پوشش روی آنها کمتر از d_b نباشد و حداقل آماتور برشی مطابق رابطه (۹-۱۵-۱۳) در ناحیه طول گیرایی به کار برده شده باشد و یا اینکه فاصله آزاد میلگردها کمتر از $۲d_b$ و پوشش روی آنها کمتر از d_b نباشد $\frac{c+k_{tr}}{d_b}$ را می‌توان برابر با ۱/۵در نظر گرفت.

۹-۲۱-۲-۵ طول گیرایی میلگردهای فشاری

۹-۲۱-۲-۵-۱ طول گیرایی یک میلگرد در فشار، باید حداقل برابر بزرگترین مقدار دو رابطه (۹-۲۱-۳) و (۹-۲۱-۴) در نظر گرفته شود. در هرحال کمتر از ۲۰۰ میلیمتر اختیار نشود.

$$l_{dc} = \left[۰/۲۴ \frac{f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}}\right] d_b \qquad (۹-۲۱-۳)$$

$$l_{dc} = [۰/۰۵ f_{yd}] d_b \qquad (۹-۲۱-۴)$$

۹-۲۱-۲-۶ طول گیرایی در گروه میلگردها

۹-۲۱-۲-۶-۱ طول گیرایی گروه میلگردهای سه‌تایی و چهارتایی در کشش یا فشار باید به ترتیب ۱/۲ و ۱/۳۳ برابر طول گیرایی یک میلگرد تنها در نظر گرفته شود. برای گروه میلگردهای دوتایی افزایش طول گیرایی الزامی نیست.

۹-۲۱-۲-۶-۲ برای تعیین طول گیرایی یک میلگرد در گروه میلگردها ضرایب بکار برده شده رابطه ۹-۲۱-۱ باید براساس قطر میلگرد فرضی با مقطع معادل گروه میلگردها اختیار شوند.

۹-۲۱-۲-۷ طول گیرایی میلگردهای قلابدار در کشش

۹-۲۱-۲-۷-۱ طول گیرایی یک میلگرد قلابدار در کشش، l_{dh}، باید حداقل برابر مقدار رابطه (۹-۲۱-۵) در نظر گرفته شود. مقدار l_{dh} در هیچ حالت نباید کمتر از $۸d_b$ و یا ۱۵۰ میلیمتر اختیار گردد.

$$l_{dh} = \left[\cdot/۲۴ k_۱ k_۲ \beta \lambda \frac{f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}} \right] d_b \qquad (۵-۲۱-۹)$$

برای تعیین ضرایب β و λ به بند ۹-۲۱-۲-۴-۱ مراجعه شود.

ضریب $k_۱$ در تمامی موارد برابر با یک منظور می‌شود مگر در مواردی که در قلابهای با خم ۱۸۰ درجه پوشش بتنی روی قلاب، در امتداد عـمـود بر صفحه قلاب، مساوی یا بیشتر از ۶۵ میلی‌متر و در قلابهای با خم ۹۰ درجه پوشش بتن روی قلاب در امتداد عمود بر صفحه قلاب و پوشش در صفحه قلاب به ترتیب مساوی یا بیشتر از ۶۵ و۵۰ میلیمتر باشد. در این موارد ضریب $k_۱$ را می‌توان برابر با ۰/۷ منظور کرد.

ضریب $k_۲$ در تمامی موارد برابر یک منظور می‌شود مگر در مواردی که میلگردها در طول گیرایی با خاموت‌های با فاصله‌ای مساوی یا کمتر از $۳d_b$ محصور شده باشند، در این موارد ضریب k_2 را می‌توان ۰/۸ منظور کرد.

۹-۲۱-۲-۷-۲ در انتهای غیرممتـد یـک عضو که در آن برای مهارکردن میلگرد از قلاب استفاده شـده است در صورتی که 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 $۳d_b$ از یکدیگر محصور شود.

۹-۲۱-۲-۸ اضافه آرماتور

۹-۲۱-۲-۸-۱ در مواردی‌که آرماتور بکار رفته در مقطع بیشتر از آرماتور لازم براساس تحلیل سازه می‌باشد، می‌توان روابط ۹-۲۱-۱ ، ۹-۲۱-۳ ، ۹-۲۱-۴ و۹-۲۱-۵ را در نسبت مقدار آرماتور لازم به مقدار آرماتور مـصرفـی ضرب نمود. این ضریب در مورد ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد (فصل بیست و سوم) باید برابر یک منظور گردد.

۹-۲۱-۳ ضوابط مهار آرماتورهای خمشی

۹-۲۱-۳-۱ ضوابط کلی

۹-۲۱-۳-۱-۱ آرماتور کششی در قطعات خمشی را می‌توان با رعایت محدودیت‌های بند ۹-۲۱-۳-۱-۵ در ناحیه بتن کششی مهار نمود و یا در جان تیر خم کرده و در سمت مقابل قطعه مهار کرد. این آرماتور را می‌توان در سمت مقابل قطعه به عنوان آرماتور کششی یا فشاری مورد استفاده قرار داد.

۹-۲۱-۳-۱-۲ در قطعات خمشی مقاطع بحرانی که در دو سمت آنها کافی بودن مهار آرماتور باید بررسی شود، به شرح (الف) و (ب) این بند می‌باشد.

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 ۹-۲۱-۳-۲-۳ نیز باید رعایت شوند.

۹-۲۱-۳-۱-۳ میلگردها باید از محل مقطعی که وجودشان دیگر برای تحمل خمش لازم نیست بطول حداقل برابر با d یا $۱۲d_b$، هرکدام بزرگترند، ادامه داده شوند. رعایت این ضابطه در انتهای عضو با تکیه‌گاه ساده و یا انتهای آزاد عضو طره‌ای الزامی نیست.

۹-۲۱-۳-۱-۴ 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، l_d، ادامه داده شوند.

۹-۲۱-۳-۱-۵ آرماتور خمشی را نمی‌توان در ناحیه بتن کششی قطع کرد مگر آنکه یکی از شرایط (الف) تا (پ) این بند تأمین باشد:

الف- مقدار V_r، در محل قطع آرماتور به اندازه حداقل پنجاه درصد بیشتر از مقدار V_u باشد.

ب - در انتهای میلگردهای قطع شده در ناحیه‌ای به طول حداقل $۰/۷۵d$ آرماتور عرضی اضافه بر آنچه برای تحمل برش یا پیچش لازم است، تأمین گردد. سطح مقطع آرماتور عرضی اضافی لازم باید حداقل برابر با $(۰/۳۷۵b_w \frac{S}{f_{yd}})$ باشد و فاصله میلگردهای عرضی از یکدیگر در این ناحیه بیشتر از $\frac{d}{۸\beta_b}$ نباشد.

پـ مقدار آرماتوری که ادامه پیدا مـی‌کند حداقل دو برابر مقدار مورد نیاز در مقطع باشد و مقدار V_r، در محل قطع آرماتور به اندازه حداقل سی و سه درصد بیشتر از مقدار V_u، باشد.

۹-۲۱-۳-۱-۶ 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، تیرهای عمیق، و یا اعضایی که در آنها آرماتور کششی موازی سطح بتن فشاری نیست، باید مهار میلگردهای کششی در مقاطع مختلف کنترل شود.

۹-۲۱-۳-۲ ضوابط خاص مهار آرماتور خمشی مثبت

۹-۲۱-۳-۲-۱ حداقل یک سـوم آرماتور خمشی مثبت، در قطعات با تکیه‌گاه ساده، و یک چهارم آرماتورخمشی مثبت، در قطعات یکسره، باید در طول وجهی از قطعه که در آن قرار گرفته‌اند تا روی تکیه‌گاه ادامه داده شوند. در تیرها این میلـگردها باید به اندازه حداقل ۱۵۰ میلیمتر در داخل تکیه‌گاه ادامه یابند.

۹-۲۱-۳-۲-۲ در قطعات خمشی که به عنوان عضوی از یک سیستم اصلی در مقابل بارهای جانبی به کار برده شده‌اند، آن گروه از آرماتور خمشی مثبت که بر طبق بند ۹-۲۱-۳-۲-۱ تا روی تکیه‌گاه ادامه می‌یابد باید بطور کامل در تکیه‌گاه مـهـار شود به طـوری که آرماتور بتواند در مقطع بر تکیه‌گاه به تنش جاری شدن، f_y ، برسد.

۹-۲۱-۳-۲-۳ در قطعات خمشی در مقاطع مجاور تکیه‌گاه‌های ساده و یا مقاطع نقاط عطف منحنی تغییرشکل، قطر مـیـلـگـردهای خمشی مثبت باید چنان باشد که طول گیرایی آنها در رابطه (۹-۲۱-۶) صدق کند:

$$l_d \le \frac{M_r}{V_u} + l_a \qquad (۶-۲۱-۹)$$

l_a، در مواردی که رابطـه در محل نـقـطـه عطف بررسی می‌شود، باید برابر با d یا $۱۲d_b$ هر کدام بزرگترند، در نظر گرفته شود.

در مواردی کـه آرماتور خمـشـی مثبـت در تکیه‌گاه سـاده به قلاب استاندارد یا وسایل مکانیکی معادل قلاب استاندارد، که فراتر از محور تکـیه‌گـاه شروع شده باشد، ختم می‌شود، بررسی رابطه (۹-۲۱-۶) الزامی نیست.

در تکیه‌گاه‌هایی که آرماتور خمشی مثبـت در داخل بتن فشاری ناشی از عکس‌العمل فشاری تکیه‌گاه محصور شده بـاشد، مقدار $\frac{M_r}{V_u}$ در رابطه (۹-۲۱-۶) را می‌توان به اندازه یک‌سوم افزایش داد.

۹-۲۱-۳-۳ ضوابط خاص مهار آرماتور خمشی منفی

۹-۲۱-۳-۳-۱ آرماتور خمشـی منفی در قطعات خمشی یکسره، گیردار، طره و یا تمامی قطعات قاب‌های پیوسته باید با یکی از روش‌های گفته شده در بند ۹-۲۱-۲-۱-۱ در تکیه‌گاه‌ها مهار شوند.

۹-۲۱-۳-۳-۲ حداقل یـک سوم آرماتور خمشی منفی موجود در تکیه‌گاه یک عضو خمشی باید تا محل نقطـه عـطف منحنی تغییرشکل عضو ادامه داده شده و از این محل به اندازه حداقل d، $۱۲d_b$ و یک شانزدهم طول دهانه خالص، هرکدام بزرگتر است، فراتر برده شود.

۹-۲۱-۳-۴ ضوابط خاص مهار آرماتور عرضی در جان قطعات خمشی

۹-۲۱-۳-۴-۱ آرماتور عرضی در جان قطعات خمشی باید تا حدی که پوشش بتنی آرماتور و یا نزدیکی سایر آرماتورها اجازه می‌دهـد، نزدیک به دو وجه فشاری و کششی عضو در مقطع قرار داده شود.

۹-۲۱-۳-۴-۲ دو انتهای آرماتور عرضی تک شاخه‌ای و آرماتور به شکل U تکی و یا مکرر باید به یکی از طرق (الف) و (ب) این بند مهار شوند:

الف- برای میلگردهای به قطر کوچکتر از ۱۶ میلیمتر و برای میلگردهای با قطر ۱۶ تا ۲۵ میلیمتر از رده $S۳۴۰$ یا رده پایین‌تر، باید از قلاب استاندارد استفاده شود. قلاب باید حداقل یک میلگرد طولی را در برگیرد.

ب ـ برای میلگردهای با قطر ۱۶ تا ۲۵ میلیمتر از رده S۴۰۰ و بالاتر، باید علاوه بر استفاده از قلاب استاندارد که حداقل یک میلگرد طولی را در برگرفته باشد، طول گیرایی به اندازه دو سوم طول گیرایی میلگرد قلابدار (ضوابط بند۹-۲۱-۲-۷) نیز تأمین شود. طول گیرایی میلگرد قلابدار از محل وسط ارتفاع موثر مقطع اندازه‌گیری می‌شود.

۹-۲۱-۳-۴-۳ دربین دو انتهای مهار شده خاموت‌های به شکل U تکی و یا مکرر، در هر خم واقع در ناحیه پیوسته خاموت باید حداقل یک آرماتور طولی محصور شده باشد.

۹-۲۱-۳-۴-۴ میلگردهای طولی خم شده که به عنوان 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 برطبق ضوابط مهار میلگردها در این ناحیه مهار شوند. در این میلگردها طول گیرایی از محل وسط ارتفاع موثر مقطع، $\frac{d}{۲}$ اندازه‌گیری می‌شود.

۹-۲۱-۳-۴-۵ در زوج خاموت‌های U شکل که با وصله پوششی، یک خاموت بسته می‌سازند، باید طول پوشش برابر با حداقل $۱/۳l_d$ رعایت شود. در این خاموت‌ها، چنانچه مقدار $A_b f_y$ هر شاخه کمتر از ۴۰ کیلونیوتن و ارتفاع مقطع عضو بیشتر از ۴۵۰ میلی‌متر باشد، می‌توان طول پوشش را کمتر از $۱/۳l_d$ در نظر گرفت مشروط بر آنکه هر شاخه از U تا وجه مقابل ادامه داده شود.

۹-۲۱-۴ وصله میلگردها

۹-۲۱-۴-۱ ضوابط کلی

۹-۲۱-۴-۱-۱ وصله میلگردها به یکدیگر به یکی از چهار طریق (الف) تا (ت) این بند و یا ترکیبی از آنها 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 بکارگیری وسایل مکانیکی خاص حاصل می‌شود.

ت- وصله اتکایی: که با بر روی هم قرار دادن دو انتهای میلگردهای فشاری عملی می‌گردد.

۹-۲۱-۴-۱-۲ وصله پوششی، تنها در مورد میلگردهای با قطر کمتراز ۳۶ میلیمتر مجاز می‌باشد.

۹-۲۱-۴-۱-۳ وصله پوششی برای گروه میلگردها، به عنوان یک مجموعه میلگرد، مجاز نیست. اما هریک از میلگردها را می‌توان جداگانه با وصله پوششی بهم متصل نمود. در این حالت نواحی وصله میلگردهای مختلف نباید با هم تداخل داشته باشند.

۹-۲۱-۴-۱-۴ طول پوشش لازم برای وصله پوششی هر دو میلگرد در گروه میلگردها باید براساس طول پوشش لازم برای هریک از میلگردها تعیین شود و در آن ضوابط بند ۹-۲۱-۲-۶ نیز رعایت شود.

۹-۲۱-۴-۱-۵ در اعضای خمشی فاصله محور تا محور دو میلگرد که با وصله پوششی بهم متصل می‌شوند نباید بیشتر از یک پنجم طول پوشش لازم و یا بیشتر از ۱۵۰ میلی‌متر باشد.

در سایر اعضا این فاصله نباید بزرگتر از ۵ برابر قطر میلگرد کوچکتر باشد.

محل وصله غیر تماسی باید با میلگردهای عرضی عمود بر میلگردهای وصله شونده محصور گردد.

۹-۲۱-۴-۱-۶ وصله جوشی میلگردها باید به صورت یکی از روش‌های اتصال جوشی نوک به نوک خمیری (جوش الکتریکی تماسی) یا اتصال جوشی ذوبی با الکترود (جوش با قوس الکتریکی) انجام شود. مقاومت این وصله‌ها در کشش باید حداقل برابر با $1/47 A_b f_{yd}$ باشد، مگر آنکه الزامات بند ۹-۲۱-۴-۲-۲ تأمین شده باشد.

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، و نسبت 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، مطابق مبحث دهم مقررات ملّی ساختمان، از الکترود و روش جوشکاری مناسب آن استفاده شود.

اتصال جوشی ذوبی با الکترود به‌طور معمول به یکی از روش‌های (الف) تا (پ) این بند انجام می‌پذیرد:

الف- اتصال جوشی پهلو به پهلو با جوش از یک‌رو یا دورو، که فقط برای میلگردهای گرم نورد شده با قطر ۶ تا ۳۶ میلیمتر مجاز است. در این روش طول نوار جوش از یک‌رو نباید از ۱۰ برابر

قطر میلگرد کوچکتر، کمتر باشد و طول نوار جوش دورو نباید از ۵ برابر قطر میلگرد کوچکتر، کمتر اختیار شود.

ب- اتصال جوشی با وصله یا وصله‌های جانبی اضافه با جوش از یک‌رو یا دورو، 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.

پ- 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.

۹-۲۱-۴-۱-۷ وصله مکانیکی میلگردها باید درکشش و فشار دارای مقاومت حداقل برابر با $۱/۴۷ A_b f_{yd}$ باشد مگر آنکه ضابطه بند ۹-۲۱-۴-۲-۲ تأمین شده باشد.

۹-۲۱-۴-۱-۸ وصله‌های اتکایی فقط برای میلگردهای تحت فشار با قطر ۲۵ میلیمتر و بیشتر مجاز است و رعایت ضوابط بند ۹-۲۱-۴-۳-۳ در آنها الزامی است.

۹-۲۱-۴-۲ وصله میلگردهای کششی

۹-۲۱-۴-۲-۱ در وصله‌های پوششی، طول پوشش باید حداقل برابر با $۱/۳ l_d$ باشد. تنها در مواردی که دو شرط (الف) و (ب) این بند بطور توأم تأمین باشد طول پوشش را می‌توان به مقدار l_d کاهش داد:

الف ـ مقدارآرماتور موجود در ناحیه طول پوشش حداقل به اندازه دو برابر مقدار مورد نیاز باشد.

ب ـ حداکثر نصف آرماتور موجود در مقطع در ناحیه طول پوشش وصله شوند.

l_d طول گیرایی میلگرد در کشش است که باید براساس ضوابط بند ۹-۲۱-۲-۴ محاسبه شود. در محاسبه l_d، ضریب اضافه آرماتور موضوع بند ۹-۲۱-۲-۸ باید برابر با یک منظور شود.

طول پوشش در هیچ حالت نباید کمتر از ۳۰۰ میلیمتر اختیار شود.

۹-۲۱-۴-۲-۲ 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 $۱/۴۷ A_b f_{yd}$ باشد ولی در سایر موارد مقاومت وصله را می‌توان کمتر از این مقدار و مطابق ضابطه (الف) و (ب) این بند 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 ۱۴۰ مگاپاسکال 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 برای میلگردهای وصله داده شده برابر با نیروی مقاوم وصله وبرای 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، محاسبه نمود.

۹-۲۱-۴-۲-۳ در قطعات کششی وصله میلگردها باید تنها به وسیله وصله‌های جوشی یا مکانیکی انجام شود و در آنها ضوابط بند ۹-۲۱-۴-۱-۶ یا ۹-۲۱-۴-۱-۷ رعایت گردد. فاصله وصله‌ها درمیلگردهای مجاور هم باید بیشتر از ۷۵۰ میلیمتردر نظر گرفته شود.

۹-۲۱-۴-۳ وصله میلگردهای فشاری

۹-۲۱-۴-۳-۱ در وصله‌های پوششی، طول پوشش برای فولادهای از رده $S۴۰۰$ یا پایین‌تر باید حداقل برابر با $۰/۰۸ f_{yd} d_b$ و برای فولادهای مقاوم‌تر برابر با $(۰/۱۵ f_{yd} - ۲۴) d_b$ باشد. این طول در هر حال نباید کمتر از ۳۰۰ میلیمتر اختیار شود.

۹-۲۱-۴-۳-۲ در مواردی که میلگردهای با قطرهای مختلف با وصله پوشش 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.

۹-۲۱-۴-۳-۳ در وصله‌های اتکایی که در آنـها برای انتقال فشار از یک میلگرد به دیگری، انتهای آن دو به هم تکیه داده می‌شوند، باید سطوح انتهای میلگردها کامـلاً گونیا بریده شوند و تماس آن دو تا حد امکان کامل باشد. زاویـه سـطـح انتهایی هر میلـگرد 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 نـسبـت به اتکای کامل انحراف داشته باشد. این نوع وصله تنها در قطعاتی که دارای خاموت عرضی بسته یا مارپیچ هستند، مجاز می‌باشد.

۹-۲۱-۴-۴ ضوابط خاص وصله آرماتورها در ستون‌ها

۹-۲۱-۴-۴-۱ در ستون‌ها وصله آرمـاتـورها مـی‌تـواند از نوع پوششـی، جوشی، مکانیکی و یا اتکایی باشد. وصـلـه آرمـاتـورهـا بـایـد بـرای تـمـامـی ترکـیـبات بارگذاری مناسب باشد.

۹-۲۱-۴-۴-۲ 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 $۰/۵۶ f_{yd}$ و تعداد میلگردهایی که در طول ناحیه پوشش وصله می‌شوند، کمتر از نصف میلگردهای کششی باشد طول پوشش باید حداقل برابر با l_d و در غیر اینصورت باید حداقل برابر با $۱/۳ l_d$ در نظر گرفته شود. در حالت اول فاصله وصله‌ها در میلگردهای مختلف از یکدیگر نباید کمتر از l_d اختیار شود.

۹-۲۱-۴-۴-۳ در قطعات تحت فشار چنانچه در ناحیه وصله پوششی آرماتور عرضی به صورت خاموت با سطح مقطع بیشتر از$۰/۰۰۱۵$hs وجود داشته باشد طول پوشش را می‌توان به اندازه ۲۰ درصد و چنانچه آرماتور عرضی به صورت 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.

۹-۲۱-۴-۴-۴ در ستون‌ها وصله‌های اتکایی میلگردها را مطابق ضابطه بند ۹-۲۱-۴-۳-۳ 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، بـه طوری کـه مقاومت میلگردهایی که در محل وصله ادامه دارند، حداقل معادل با یک چهارم مقدار $A_b f_y$ برای تمامی میلگردهای موجود در آن وجه ستون باشد.

۹-۲۱-۴-۴-۵ طول وصله دورپیچ‌ها

آرماتورهای دورپیچ را می‌توان با طول‌های داده شده در زیر وصله نمود:

۱- میلگردهای آجدار $۴۸d_b$

۲- میلگردهای ساده $۷۲d_b$

۳- میلگردهای آجدار اندود شده $۷۲d_b$

۲- میلگردهای ساده و آجدار با قلاب استاندارد انتهایی (قلاب در بتن هسته قرار گیرد) $۴۸d_b$

۹-۲۲ ضوابط ویژه طراحی در برابر آتش‌سوزی

۹-۲۲- ۰ علائم اختصاری

T = دمای بتن یا فولاد، درجه سلسیوس

f_{ct} = مقاومت فشاری بتن در دمای T، مگاپاسکال

f_{yt} = تنش حد تسلیم فولاد در دمای T، مگاپاسکال

λ_1 = ضریب کاهش مقاومت بتن تحت افزایش دمای T

λ_2 = ضریب کاهش مقاومت فولاد تحت افزایش دمای T

ρ = درصد فولاد ستون خارج از محل وصله

۹-۲۲-۱ گستره

از آنجا که در هر ساختمان کلیه پیش‌بینی‌ها و تمهیدات لازم جهت ایمنی ساکنان و متصرفان در برابر حریق باید فراهم گردد، ضروری است طراحی و ساخت ساختمان‌ها به نحوی صورت گیرد که با توجه به کاربری، ابعاد و تعداد طبقات به مدت مناسبی در برابر حریق مقاومت نموده و از گسترش حریق به فضاها یا ساختمان‌های مجاور جلوگیری شود. هدف از مطالب این فصل، ارائه حداقل ضوابط، ابعاد و مشخصات اجزای سازه‌ای به منظور مقاومت در برابر حریق در مواردی می‌باشد که تمهیداتی همچون استفاده از مواد ضد حریق و اندودها و ... به منظور ایجاد این مقاومت در ساختمان پیش‌بینی نشده باشد.

علاوه برمطالب این فصل ضروری است ضوابط مندرج در مبحث سوم مقررات ملّی ساختمان نیز رعایت شود.

۹-۲۲-۲ مدت زمان مقاومت در برابر حریق

حداقل زمان لازم برای تخلیه افراد و اشیاء مهم (مدت زمان مقاومت) بسته به عوامل زیر بین ۳۰ دقیقه تا۲۴۰ دقیقه انتخاب می‌شود.

ـ نوع کاربری ساختمان

ـ مشخصات هندسی ساختمان (تعداد طبقات و وسعت هر طبقه)

ـ میزان جمعیت ساکن در بنا

ـ نوع مصالح اجزای سازه‌ای و غیر سازه‌ای

ـ فاصله ساختمان از بناهای مجاور

ـ مشخصات تأسیسات مکانیکی و برقی و سیستم‌های اعلام و اطفای حریق

مدت زمان مقاومت در برابر حریق نباید از مقادیر زیرکمتر در نظرگرفته شود:

ـ در ساختمان‌های خصوصی۲ تا ۵ طبقه : ۶۰ دقیقه

ـ در ساختمان‌های خصوصی۶ تا۱۰ طبقه : ۹۰ دقیقه

ـ در ساختمان‌های خصوصی۱۱ تا۲۰ طبقه و با جمعیت کمتر از ۳۰۰ نفر:۱۲۰دقیقه

ـ در ساختمان‌های عمومی یا ساختمان‌های خصوصی با جمعیت بیش از ۳۰۰ نفر: ۱۵۰دقیقه

ـ در ساختمان‌های ویژه (از نظر تمهیدات یا خدمت رسانی): ۲۴۰ دقیقه

۹-۲۲-۳ اثر تغییرات درجه حرارت بر مقاومت مصالح مصرفی

در بررسی عملکرد اجزای سازه‌ای لازم است اثر تغییرات مقاومت بتن و فولاد برحسب افزایش درجه حرارت به شرح زیر منظور شود:

در جداول ۹-۲۲-۱ و ۹-۲۲-۲ تغییرات متوسط مقاومت بتن و فولاد برحسب تغییرات دما ارائه شده است.

۹-۲۲-۳-۱ بتن

مقدار مقاومت فشاری بتن در دمای T درجه از رابطه (۹-۲۲-۱) تعیین می‌شود:

$$f_{cT} = \lambda_1 f_c \qquad (۹-۲۲-۱)$$

مقادیر λ_1 به ازای دماهای مختلف از جدول ۹-۲۲-۱ تعیین می‌گردد.

۹-۲۲-۳-۲ فولاد

مقدار تنش حد تسلیم فولاد در دمای T درجه از رابطه (۹-۲۲-۲) تعیین می‌شود:

$$f_{yt} = \lambda_2 f_y \qquad (۹-۲۲-۲)$$

مقادیر λ_2 به ازای دماهای مختلف برای فولاد نرمه و فولاد سخت از جدول ۹-۲۲-۲ تعیین می‌گردد.

جدول ۹-۲۲-۱ λ_1 نسبت به دما

λ_1	T(درجه سلسیوس)
۰/۹۲	۳۰۰
۰/۷۷	۴۰۰
۰/۶	۵۰۰
۰/۴۵	۶۰۰
۰/۳۴	۷۰۰
۰/۲۳	۸۰۰
۰	۱۰۰۰

جدول ۹-۲۲-۲ λ_2 نسبت به دما

T(درجه سلسیوس)	λ_2	
	فولاد نرم	فولاد سخت
۳۰۰	۰/۹۳	۱
۴۰۰	۰/۸۱	۰/۸
۵۰۰	۰/۶۴	۰/۵۵
۶۰۰	۰/۵۵	۰/۳۵
۷۰۰	۰/۱۲	۰/۱۸
۷۵۰	۰	۰

۹-۲۲-۴ ملاحظات طراحی

طراحی اجزای بتن‌آرمه در مقابل حریق در حالت حدی نهایی مقاومت انجام می‌گیرد. اثر افزایش درجه حرارت ناشی از حریق به دو طریق (الف) و (ب) این بند در محاسبات مطرح می‌شود:

الف) افزایش درجه حرارت یکنواخت در یک عضو یا جمعی از اعضای سازه‌ای و اثرات انبساط حاصله در توزیع نیروهای داخلی سیستم‌های نامعین

ب) اثر گرادیان حرارتی (اختلاف درجه حرارت) در اجزای بتنی و تغییر شکل‌های حاصله که باعث ایجاد نیروهای داخلی در اعضاء می‌شود.

۹-۲۲-۴-۱ ستون‌ها

در ستون‌های ساختمان‌های با مدت زمان مقاومت در برابر حریق ۹۰ دقیقه یا بیشتر، ملاحظات زیر باید رعایت شود. در صورت پیش‌بینی پوشش‌های ضد حریق روی اجزای ساختمان می‌توان در محدودیت‌های ذکر شده تجدید نظر نمود:

ـ لاغری ستون‌ها مطابق رابطه (۹-۲۲-۳) محدود می‌گردد.

$$\frac{KL_u}{r} \le ۵۰ \qquad (۹-۲۲-۳)$$

ـ درصد فولاد ستون‌ها (غیر از محل وصله‌ها) مطابق رابطه (۹-۲۲-۴) محدود می‌شود.

$$\rho_{max} = ۰/۰۲۵ \qquad (۹-۲۲-۴)$$

ـ میلگردهای طولی باید در امتداد وجوه ستون توزیع شده و میلگردهای عرضی نیز در محیط و سطح میانی مقطع توزیع شوند.

ـ برای محصور کردن بتن و آرماتورهای طولی نباید فقط به خاموت‌های محیطی اکتفا شود، بلکه باید سنجاق‌ها و خاموت‌های میانی نیز به طور همزمان در آنها به کار برده شود.

ضوابط هندسی الزامی ستون‌ها در جدول ۹-۲۲ -۳ ارائه شده است.

جدول۹-۲۲-۳ ضوابط هندسی الزامی ستون‌ها، از نظر مقاومت در برابرحریق

ردیف	مدت زمان مقاومت در برابر حریق (دقیقه)	حداقل کوچکترین بعد مقطع ستون (b) (میلی‌متر)	حداقل فاصله مرکز میلگردهای سفره خارجی تا وجه ستون (a) (میلی‌متر)
۱	۳۰	۱۵۰	۲۵
۲	۶۰	۲۰۰	۳۵
۳	۹۰	۲۴۰	۵۰
۴	۱۲۰	۳۰۰	۵۰
۵	۱۸۰	۴۰۰	۵۰
۶	۲۴۰	۴۵۰	۵۵

۹-۲۲-۴-۲ تیرها

- ضوابط هندسی الزامی تیرها در جدول‌های ۹-۲۲-۴ و۹-۲۲-۵ ارائه شده است.
- میلگردهای طولی باید در عرض تیر توزیع شده و میلگردهای عرضی نیز علاوه بر خاموت خارجی در بخش میانی مقطع تعبیه گردند.

جدول۹-۲۲-۴ ضوابط هندسی الزامی‌تیرهای ساده، از نظر مقاومت در برابر حریق

ردیف	مدت زمان مقاومت در برابر حریق (دقیقه)	عرض تیر (b) (میلی‌متر)	حداقل فاصله مرکز هر یک از میلگردها تا وجه خارجی تیر (a) (میلی‌متر)	حداقل ضخامت جان (b_w) (میلی‌متر)
۱	۳۰	۸۰	۲۵	۸۰
۲		۱۲۰	۱۵	
۳		۱۶۰	۱۰	
۴		۲۰۰	۱۰	
۵	۶۰	۱۲۰	۴۰	۱۰۰
۶		۱۶۰	۳۵	
۷		۲۰۰	۳۰	
۸		۳۰۰	۲۵	
۹	۹۰	۱۵۰	۵۵	۱۲۰
۱۰		۲۰۰	۴۵	
۱۱		۲۵۰	۴۰	
۱۲		۴۰۰	۳۵	
۱۳	۱۲۰	۲۰۰	۶۵	۱۴۰
۱۴		۲۴۰	۵۵	
۱۵		۳۰۰	۵۰	
۱۶		۵۰۰	۴۵	
۱۷	۱۸۰	۲۴۰	۸۰	۱۶۰
۱۸		۳۰۰	۷۰	
۱۹		۴۰۰	۶۵	
۲۰		۶۰۰	۶۰	
۲۱	۲۴۰	۲۸۰	۹۰	۱۸۰
۲۲		۳۵۰	۸۰	
۲۳		۵۰۰	۷۵	
۲۴		۷۰۰	۷۰	

جدول۹-۲۲-۵ ضوابط هندسی الزامی تیرهای یکسره، از نظر مقاومت در برابر حریق

ردیف	مدت زمان مقاومت در برابر حریق (دقیقه)	عرض تیر (b) (میلی‌متر)	حداقل فاصله مرکز هر یک از میلگردها تا وجه خارجی تیر(a) (میلی‌متر)	حداقل ضخامت جان (b_w) (میلی‌متر)
۱	۳۰	۸۰	۱۲	۸۰
۲		۱۲۰	۱۲	
۳	۶۰	۱۲۰	۲۵	۱۰۰
۴		۲۰۰	۱۲	
۵		۳۰۰	۱۲	
۶	۹۰	۱۵۰	۳۵	۱۲۰
۷		۲۵۰	۲۵	
۸		۴۰۰	۲۵	
۹	۱۲۰	۲۰۰	۴۵	۱۴۰
۱۰		۳۰۰	۳۵	
۱۱		۵۰۰	۳۵	
۱۲	۱۸۰	۲۴۰	۵۰	۱۶۰
۱۳		۶۰۰	۵۰	
۱۴	۲۴۰	۲۸۰	۶۰	۱۸۰
۱۵		۷۰۰	۶۰	

۹-۲۲-۴-۳ دال‌ها

ضوابط هندسی الزامی دال‌ها در جدول‌های ۹-۲۲-۶ و ۹-۲۲-۷ ارائه شده است.

جدول۹-۲۲-۶ ضوابط هندسی الزامی دال‌های با تکیه‌گاه ساده، از نظر مقاومت در برابر حریق

ردیف	مدت زمان مقاومت در برابر حریق (دقیقه)	حداقل ضخامت دال (h_s) (میلی‌متر)	حداقل فاصله مرکز هر یک از میلگردها تا وجه خارجی (a) (میلی‌متر)		
			در دال‌های یکطرفه	در دال‌های دو طرفه	
				$l_x/l_y \geq$ ۲/۰	$l_x/l_y \leq$ ۲/۰
۱	۳۰	۶۰	۱۰	۱۰	۱۰
۲	۶۰	۸۰	۲۵	۱۰	۲۵
۳	۹۰	۱۰۰	۳۵	۱۵	۳۵
۴	۱۲۰	۱۲۰	۴۵	۲۰	۴۵
۵	۱۸۰	۱۵۰	۶۰	۳۰	۶۰
۶	۲۴۰	۱۷۵	۷۰	۴۰	۷۰

جدول ۹-۲۲-۷ ضوابط الزامی هندسی دال‌های یکسره، از نظر مقاومت در برابر حریق

ردیف	مدت زمان مقاومت در برابر حریق (دقیقه)	حداقل ضخامت دال (h_s) (میلی‌متر)	حداقل فاصله مرکز هر یک از میلگردها تا وجه خارجی(a) (میلی‌متر)
۱	۳۰	۶۰	۱۰
۲	۶۰	۸۰	۱۰
۳	۹۰	۱۰۰	۱۵
۴	۱۲۰	۱۲۰	۲۰
۵	۱۸۰	۱۵۰	۳۰
۶	۲۴۰	۱۷۵	۴۰

۹-۲۳ ضوابط ویژه برای طراحی در برابر زلزله

۹-۲۳-۰ علائم اختصاری

A_g = سطح مقطع کل قطعه، میلی‌متر مربع

A_c = مساحت قسمتی از مقطع که داخل میلگرد دورپیچ واقع شده است. این مساحت بر اساس اندازه پشت تا پشت میلگرد دورپیچ محاسبه می‌شود، میلی‌متر مربع

A_{ch} = مساحت مقطع بتن یک پایه یا یک قطعه دیوار افقی، که در مقابل برش مقاومت می‌کند، میلی‌متر مربع

A_{cp} = مساحت خالص مقطع بتن محدود به ضخامت جان و طول مقطع در امتدادی که نیروی برشی در نظر گرفته می‌شود، میلی‌متر مربع

A_{cv} = حداقل مساحت مقطع داخلی اتصال در صفحه‌ای به موازات محور آرماتوری که در اتصال ایجاد برش می‌کند، میلی‌متر مربع

A_j = 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 (الف) و (ب) 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، میلی متر مربع

A_{vd} = سطح مقطع میلگردهای قطری، میلی‌متر مربع

b = پهنای بال موثر فشاری، میلی‌متر

d = ارتفاع مؤثر مقطع، میلی‌متر

f_c = مقاومت فشاری مشخصه بتن، مگاپاسکال

f_{cd} = مقاومت محاسباتی بتن که برابر است با $\phi_c f_c$، مگاپاسکال

f_y = مقاومت مشخصه فولاد (f_{yk})، مگاپاسکال، که برای تسهیل کار در این فصل حرف k در زیرنویس حذف شده است.

f_{yd} = مقاومت محاسباتی فولاد که برابر است با $\phi_s f_y$، مگاپاسکال

f_{yh} = مقاومت مشخصه آرماتور عرضی، مگاپاسکال

h_c = بعد مقطع ستون در جهت عرضی (محور تا محور میلگردهای محصورکننده)، میلی‌متر

h_w = ارتفاع کل دیوار یا دیافراگم، ارتفاع قطعه ای از دیوار یا دیافراگم، میلی‌متر

l_d = طول گیرایی میلگرد مستقیم، میلی‌متر

l_{dh} = طول گیرایی میلگرد قلابدار، میلی‌متر

ℓ_0 = طول ناحیه بحرانی که در آن باید آرماتور عرضی ویژه به کار برده شود، میلی‌متر

l_w = طول دیوار، میلی‌متر

M_c = به بند ۹-۲۳-۴-۲-۴-۱ رجوع شود، کیلونیوتن- میلی‌متر

M_b = به بند ۹-۲۳-۴-۲-۴-۱ رجوع شود، کیلونیوتن- میلی‌متر

M_n = لنگر خمشی مقاوم اسمی، به بند ۹-۲۳-۲-۱-۸ رجوع شود، کیلونیوتن- میلی‌متر

M_{pr} = لنگر خمشی مقاوم محتمل، کیلونیوتن- میلی‌متر

M_r = لنگر خمشی مقاوم مقطع، کیلونیوتن- میلی‌متر

N_u = نیروی محوری نهایی در مقطع، کیلونیوتن

s = فاصله بین سفره‌های میلگردهای عرضی در امتداد محور طولی عضو، میلی‌متر

V_r = نیروی برشی مقاوم مقطع، کیلونیوتن

V_u = نیروی برشی نهایی در مقطع، کیلونیوتن

v_c = مقاومت برشی بتن، رابطه (۹ -۱۵-۴)، مگاپاسکال

α_c = به بند ۹-۲۳-۴-۵-۲-۲ مراجعه شود.

ϕ_c = ضریب جزئی ایمنی بتن

ϕ_s = ضریب جزئی ایمنی فولاد

ϕ_n = ضریب اصلاحی مقاومت

ρ_s = نسبت حجم میلگرد دورپیچ به حجم بتن محصور شده که از پشت تا پشت میلگرد دورپیچ اندازه‌گیری می‌شود.

ρ_v = نسبت میلگرد قائم بر صفحه برشی A_{cv} به سطح A_v

ρ_n = نسبت میلگرد برشی توزیع شده در صفحه‌ای عمود بر صفحه برشی A_{cv}

۹-۲۳-۱ گستره

۹-۲۳-۱-۱ ضوابط این فصل باید در طرح و ساخت اعضای ساختمان‌هایی که در آنها نیروهای طراحی ناشی از زلزله بر اساس استهلاک انرژی در ناحیه غیر خطی پاسخ ساختمان‌ها محاسبه شده‌اند، رعایت شوند.

۹-۲۳-۱-۲ در طراحی ساختمان‌های مشمول این فصل رعایت ضوابط سایر فصول مبحث نهم به جز مواردی که در این فصل به نحو دیگری مقرر شده‌اند، الزامی است.

۹-۲۳-۱-۳ در طراحی ساختمان‌های مشمول این فصل می‌توان ضوابط این فصل را رعایت ننمود، مشروط بر آنکه با شواهد آزمایشگاهی و تحلیلی نشان داده شود که مقاومت ساختمان در مقابل بارهای رفت و برگشتی از مقداری که در ساختمان طراحی شده براساس ضوابط این فصل کمتر نیست.

۹-۲۳-۲ ضوابط کلی طراحی

۹-۲۳-۲-۱ تعاریف

۹-۲۳-۲-۱-۱ آرماتورگذاری عرضی ویژه

آرماتورگذاری عرضی در اعضای تحت فشار و خمش که مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۳-۴-۲-۳-۲ تا ۹-۲۳-۴-۲-۳-۶ انجام شده باشد.

۹-۲۳-۲-۱-۲ اعضای تحت فشار و خمش و اعضای تحت خمش

اعضای تحت فشار و خمش به اعضایی اطلاق می‌شود که در آنها علاوه بر وجود لنگر خمشی نیروی محوری فشاری نهایی‌بیشتر از $۰/۱۵ f_{cd} A_g$ باشد. در صورتی که نیروی محوری فشاری نهایی کمتر از این مقدار باشد، عضو خمشی محسوب می‌شود.

۹-۲۳-۲-۱-۳ اجزای جمع‌کننده

اجزایی‌که بخشی از نیروهای اینرسی ناشی‌از زلزله داخل دیافراگم را به سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی منتقل می‌کنند.

۹-۲۳-۲-۱-۴ اجزای مرزی

اجزایی در امتداد لبه دیوارها یا دیافراگم‌ها که با آرماتورهای طولی و عرضی‌تقویت شده باشند. این اجزا می‌توانند هم‌ضخامت دیوارها یا دیافراگم‌ها و یا ضخیم‌تر از آنها باشند. در صورت لزوم می‌توان در لبه‌های بازشوها در دیوارها و دیافراگم‌ها نیز از اجزای مرزی استفاده کرد.

۹-۲۳-۲-۱-۵ شکل‌پذیری

عبارت است از قابلیت استهلاک انرژی توسط رفتار غیرالاستیک کل ساختمان یا اعضای آن تحت اثر تغییرشکل‌های رفت و برگشتی با دامنه بزرگ بدون کاهش قابل ملاحظه در مقاومت آنها.

۹-۲۳-۲-۱-۶ قلاب دوخت

میلگردی که در یک انتها دارای قلابی با زاویه خم حداقل ۱۳۵ درجه و قسمت مستقیم انتهایی به طول‌حداقل ۶ برابر قطر میلگرد یا ۷۵ 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.

۹-۲۳-۲-۱-۷ کلاف‌ها

قطعاتی که معمولاً به صورت عضو کششی نیروهای اینرسی ناشی از زلزله را منتقل می‌کنند و مانع جدا شدن اجزای دیگر ساختمان مانند شالوده‌ها و دیوارها از یکدیگر می‌شوند.

۹-۲۳-۲-۱-۸ لنگر خمشی مقاوم اسمی

لنگر خمشی مقاوم اسمی مساوی است با لنگر خمشی مقاوم با فرض $f_S = f_y$، $\phi_c = \phi_s = ۱$ (f_s ، مقاومت میلگردهای فولادی می‌باشد).

۹-۲۳-۲-۱-۹ لنگر خمشی مقاوم محتمل

لنگر خمشی مقاوم محتمل مساوی است با لنگر خمشی مقاوم با فرض $f_s = ۱/۲۵ f_y$، $\phi_c = \phi_s = ۱$ (f_s ، مقاومت میلگردهای فولادی می‌باشد).

۹-۲۳-۲-۱-۱۰ ناحیه بحرانی

ناحیه‌ای است که در آن مفصل پلاستیکی تحت اثر بارهای زلزله طراحی ایجاد می‌شود.

۹-۲۳-۲-۱-۱۱ هسته محصور

قسمتی از سطح مقطع عضو، که در داخل میلگردهای عرضی و یا طولی محصور شده باشد.

۹-۲۳-۲-۱-۱۲ بتن پوسته

بتن قسمتی از مقطع عضو که در خارج از قسمت محصور شده با میلگردهای عرضی هسته، واقع شده باشد.

۹-۲۳-۲-۱-۱۳ 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 دارا است. این تراز لزوماً در محاذات سطح زمین نیست.

۹-۲۳-۲-۱-۱۴ 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 به صورت دورپیچ باشد و در دو انتها به قلاب ویژه ختم شود.

۹-۲۳-۲-۱-۱۵ دیافراگم‌های سازه‌ای

قطعات سازه‌ای مانند دال‌های کف و سقف که نیروهای اینرسی ناشی از زلزله را به سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی منتقل می‌کنند.

۹-۲۳-۲-۱-۱۶ دیوارهای سازه‌ای

دیوارهایی که برای مقاومت در برابر ترکیبی از نیروهای محوری، لنگرهای خمشی و نیروی برشی ناشی از بارهای زلزله و همچنین بارهای ثقلی آنها طراحی می‌شوند.

۹-۲۳-۲-۱-۱۷ دیوار برشی

دیوار برشی نوعی دیوار سازه‌ای که به عنوان عامل مقاوم در برابر بارهای جانبی تعبیه می‌شود.

۹-۲۳-۲-۱-۱۸ دیوار همبسته

دیوار همبسته از دو یا چند دیوار برشی‌که با تیرهایی با شکل پذیری زیاد بهم متصل شده‌اند تشکیل یافته است.

۹-۲۳-۲-۱-۱۹ قلاب ویژه

قلابی است با خم حداقل ۱۳۵ درجه با انتهای مستقیمی به طول حداقل ۶ برابر قطر میلگرد و یا ۷۵ میلیمتر. این قلاب باید میلگردهای طولی را دربرگیرد و انتهای آن به سمت داخل خاموت متمایل باشد.

۹-۲۳-۲-۱-۲۰ سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی

قسمتی از ساختمان که برای مقاومت در برابر نیروهای جانبی زلزله محاسبه شده باشد.

۹-۲۳-۲-۱-۲۱ مفصل پلاستیکی

مقطعی از عضو که در آن میلگرد کششی به حد جاری شدن رسیده باشد و هنوز کرنش بتن به حد نهایی خود نرسیده باشد.

۹-۲۳-۲-۱-۲۲ ناحیه پلاستیکی

قسمتی از عضو که در آن ضمن تشکیل شدن مفصل پلاستیک ، دوران پلاستیک صورت گیرد.

۹-۲۳-۲-۲ تحلیل سازه

۹-۲۳-۲-۲-۱ در تحلیل سازه برای بارهای جانبی باید عملکرد توأم تمامی اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای که بر اساس خواص مکانیکی مصالح، بر بازتاب خطی و غیرخطی آن تأثیر دارند، منظور شود.

۹-۲۳-۲-۲-۲ استفاده از اجزای صلب در ساختمان، به صورتی 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 غیرسازه‌ای‌که جزء سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی نیستند نیز باید بررسی شوند.

۹-۲۳-۲-۲-۳ اعضای سازه‌ای که در زیر تراز پایه آن قرار دارند، در صورتی که برای انتقال بارهای زلزله به شالوده مورد نیاز باشند باید براساس ضوابط این فصل طراحی شوند.

۹-۲۳-۲-۲-۴ در ساختمان‌هایی که برای حد شکل‌پذیری زیاد طراحی می‌شوند، تمامی اعضای ساختمان که جزء سیستم مقاوم دربرابر بار جانبی زلزله نیستند باید بر اساس ضوابط بند ۹-۲۳-۴-۶ طراحی شوند.

۹-۲۳-۲-۳ مشخصات مصالح

۹-۲۳-۲-۳-۱ بتن مورد استفاده در اجزای مقاوم در برابر زلزله برای ساختمان‌های با شکل پذیری زیاد باید از رده C۲۵ و یا بالاتر و برای ساختمان‌های با شکل‌پذیری متوسط از رده C۲۰ و یا بالاتر باشد.

۹-۲۳-۲-۳-۲ در قاب‌ها و یا اجزای مرزی دیوارها که برای مقابله با نیروهای جانبی زلزله به کار گرفته می‌شوند، باید ضوابط بند ۹-۱۳-۷-۶ رعایت گردد.

۹-۲۳-۲-۳-۳ استفاده از اتصالات جوشی در میلگرد طولی تنها با شرط رعایت ضوابط ۹-۲۳-۴-۱-۲-۷ و ۹-۲۳-۴-۲-۲-۵ مجاز است. بعلاوه باید از جوش دادن خاموت‌ها و سایر میلگردها به میلگردهای طولی خودداری شود.

۹-۲۳-۲-۴ کنترل ساختمان در شرایط بهره‌برداری

به منظور عدم محدودیت جریان بهره‌برداری در شرایط زلزله، لازم است تغییر مکان‌های جانبی ساختمان مطابق الزامات مبحث ششم مقررات ملّی ساختمان محدود شود.

۹-۲۳-۲-۵ حدود شکل‌پذیری ساختمان

۹-۲۳-۲-۵-۱ اجزای مقاوم در برابر بارهای جانبی زلزله باید برای یکی از سه حد شکل پذیری که در بندهای۹-۲۳-۲-۵-۲ تا ۹-۲۳-۲-۵-۴ تعریف شده‌اند، طراحی شوند. ضوابط این مقررات شرایط شکل‌پذیری کم را تأمین می‌کنند. ضوابط طراحی برای شکل‌پذیری‌های متوسط و زیاد در قسمت‌های۹-۲۳-۳ تا ۹-۲۳-۴ تعیین شده‌اند.

۹-۲۳-۲-۵-۲ حد شکل‌پذیری کم (قاب خمشی بتن آرمه معمولی): این حد برای ساختمان‌هایی مناسب است که در آنها انتظار به وجود آمدن تغییر شکل زیاد نمی‌رود. این شرط در مناطق با خطر زلزله نسبی کم و متوسط به کار می‌رود.

۹-۲۳-۲-۵-۳ حد شکل‌پذیری متوسط (قاب خمشی بتن آرمه متوسط با و یا بدون دیوار برشی): این حد برای ساختمان‌هایی الزامی است که در آنها بازتاب ساختمان در برابر نیروهای زلزله وارد ناحیه غیرخطی می‌شود و مقاطع ساختمان باید آنچنان طراحی شوند که از ایمنی کافی در مقابل گسیختگی ترد برخوردار باشند.

۹-۲۳-۲-۵-۴ حد شکل‌پذیری زیاد (قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه با و یا بدون دیوار برشی): این حد برای ساختمان‌هایی الزامی است که اعضای آنها در مقاطع خاصی باید از ظرفیت جذب و استهلاک انرژی زیاد برخوردار باشند به طوری که در صورت ایجاد مکانیزم در آنها پایداری و انسجام کلی ساختمان محفوظ مانده و از این نظر اطمینان کافی موجود باشد.

۹-۲۳-۲-۵-۵ ساختمان‌هایی را که در آنها حدود شکل‌پذیری بیشتر تأمین می‌شود، با توجه به قابلیت جذب انرژی و رفتار غیر خطی بیشتر، می‌توان برای بارهای جانبی زلزله کمتری طراحی نمود. ضوابط مربوط به چگونگی کاهش این بارها در آئین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (مبحث ششم) تعیین شده‌اند.

۹-۲۳-۳ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری متوسط

۹-۲۳-۳-۱ اعضای تحت خمش در قاب‌ها ($N_u \le ۰/۱۵ f_{cd} A_g$)

۹-۲۳-۳-۱-۱ محدودیت‌های هندسی

۹-۲۳-۳-۱-۱-۱ در اعضای خمشی قاب‌ها محدودیت‌های هندسی (الف) تا (پ) این بند 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 و ۲۵۰ میلیمتر باشد.

پ- عرض مقطع نباید:

- بیشتر از عرض عضو تکیه‌گاهی، در صفحه عمود بر محور طولی عضو خمشی، به اضافه سه‌چهارم ارتفاع عضو خمشی، در هر طرف عضو تکیه‌گاهی
- بیشتر از عرض عضو تکیه‌گاهی به اضافه یک‌چهارم بعد دیگر مقطع عضو تکیه‌گاهی، در هر طرف عضو تکیه‌گاهی اختیار شود.

۹-۲۳-۳-۱-۱-۲ 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 یک‌چهارم عرض مقطع ستون باشد.

۹-۲۳-۳-۱-۲ آرماتورهای طولی و عرضی

۹-۲۳-۳-۱-۲-۱ در تمامی مقاطع عضو خمشی نسبت آرماتورها، هم در پایین و هم در بالا، نباید کمتر از مقادیر $\frac{۱/۴}{f_y}$ و $\frac{۰/۲۵\sqrt{f_c}}{f_y}$ 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. ضابطه بند ۹-۱۴-۵-۲-۳ در این حالت نیز معتبر است.

۹-۲۳-۳-۱-۲-۲ در تکیه‌گاه‌های عضو خمشی، مقاومت خمشی مثبت نباید از یک‌سوم مقاومت خمشی منفی همان تکیه‌گاه کمتر باشد. همچنین، مقاومت خمشی مثبت یا منفی در هر مقطعی در طول عضو، نباید از یک‌پنجم حداکثر مقاومت خمشی هر یک از دو انتهای عضو کمتر باشد.

۹-۲۳-۳-۲-۱-۳ در هر عضو خمشی حداقل یک پنجم آرماتور موجود در مقاطع بر تکیه‌گاه‌ها، هر انتها که آرماتور بیشتری دارد، باید در سراسر طول تیر در بالا و پایین ادامه داده شوند.

۹-۲۳-۳-۲-۱-۴ در اعضای خمشی در طول قسمت‌های بحرانی که در زیر مشخص می‌شوند باید خاموت بسته مطابق ضوابط بند ۹-۲۳-۳-۲-۱-۵ 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 طولی‌که در آن برای تأمین ظرفیت خمشی مقطع به آرماتور فشاری نیاز باشد.

۹-۲۳-۳-۲-۱-۵ خاموت‌ها و فواصل‌آنها از یکدیگر باید دارای شرایط (الف) و (ب) این بند باشند:

الف- قطر خاموت‌ها کمتر از ۸ میلی‌متر نباشد.

ب- فاصله خاموت‌ها از یکدیگر بیشتر از مقادیر: یک‌چهارم ارتفاع مؤثر مقطع، ۸ برابر قطر کوچکترین آرماتور طولی، ۲۴ برابر قطر خاموت‌ها و ۳۰۰ میلی‌متر اختیار نشود.

پ- فاصله اولین خاموت از بر تکیه گاه بیشتر از ۵۰ میلی‌متر نباشد.

۹-۲۳-۳-۲-۱-۶ در قسمت‌هایی‌از طول عضو خمشی که مطابق ضابطه بند ۹-۲۳-۳-۲-۱-۴ خاموت‌گذاری نمی‌شود، فاصله خاموت‌ها از یکدیگر نباید بیشتر از نصف ارتفاع مؤثر مقطع اختیار شود.

۹-۲۳-۳-۲ اعضای‌تحت فشار و خمش‌در قاب‌ها ($N_u > ۰/۱۵ f_{cd} A_g$)

۹-۲۳-۳-۲-۱ محدودیت‌های هندسی

۹-۲۳-۳-۲-۱-۱ در ستون‌ها محدودیت‌های هندسی (الف) و (ب) این بند باید رعایت شوند:

الف- عرض مقطع نباید کمتر از سه‌دهم بعد دیگر آن و نباید کمتر از ۲۵۰ میلی‌متر باشد.

ب- نسبت عرض مقطع به طول آزاد ستون نباید از $\frac{۱}{۲۵}$ کمتر باشد.

۹-۲۳-۳-۲-۲ آرماتورهای طولی و عرضی

۹-۲۳-۳-۲-۲-۱ در ستون‌ها نسبت آرماتور طولی نباید کمتر از یک درصد و بیشتر از چهار و نیم درصد در نظر گرفته شود. مقدار آرماتور در محل وصله‌ها باید حداکثر برابر شش درصد در نظر

گرفته شود. در مواردی که آرماتور طولی از نوع فولاد S ۴۰۰ است نسبت آرماتور در خارج از محل وصله‌ها به حداکثر سه درصد محدود می‌شود.

۹-۲۳-۳-۲-۲-۲ فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از یکدیگر نباید بیشتر از ۲۰۰ میلی‌متر باشد.

۹-۲۳-۳-۲-۲-۳ در دو انتهای ستون‌ها به طول ℓ_0 باید آرماتور عرضی بسته مطابق ضوابط بند ۹-۲۳-۳-۲-۲-۴ به کار برده شود، مگر آنکه طراحی برای برش نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاب کند. طول ℓ_0 ، ناحیه بحرانی، که از بر اتصال به اعضای جانبی اندازه‌گیری می‌شود نباید کمتر از مقادیر (الف) تا (پ) این بند 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

۹-۲۳-۳-۲-۲-۴ آماتور عرضی مورد نیاز در طول ℓ_0 باید دارای قطر حداقل ۸ میلیمتر بوده و فواصل آنها از یکدیگر در مواردی که به صورت دورپیچ به کار گرفته می‌شوند از ضابطه بند ۹-۱۴-۹-۴ تعیین گردد. فواصل آماتورهای عرضی در مواردی که به صورت خاموت بسته به کار می‌روند باید کمتر از مقادیر (الف) تا (ت) این بند در نظر گرفته شود:

الف- ۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی ستون

ب- ۲۴ برابر قطر خاموت‌ها

پ- نصف کوچکترین ضلع مقطع ستون

ت- ۳۰۰ میلی‌متر

فاصله اولین خاموت از بر اتصال ستون به تیر نباید بیشتر از نصف فاصله خاموت‌ها در نظر گرفته شود.

۹-۲۳-۳-۲-۲-۵ در قسمت‌هایی از طول ستون که شامل طول ℓ_0 نمی‌شود، ضوابط میلگردگذاری عرضی مشابه ضوابط بند ۹-۱۵-۱۲ است.

۹-۲۳-۳-۲-۲-۶ در ستون‌هایی که بار اعضای با سختی زیاد را تحمل می‌کنند، مانند ستون‌هایی که در زیر دیوار بتن‌آرمه قرار دارند، در تمام طول ستون باید آرماتور عرضی مطابق ضابطه بند

۹-۲۳-۳-۲-۲-۴ به کار برده شود. به علاوه 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.

۹-۲۳-۳-۲-۲-۷ 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 ۹-۲۳-۳-۲-۲-۴ تقویت گردد.

۹-۲۳-۳-۳ دیوارهای سازه‌ای، دیافراگم‌ها و خرپاها

۹-۲۳-۳-۳-۱ در دیوارهای سازه‌ای، دیافراگم‌ها و خرپاها باید ضوابط بندهای ۹-۲۳-۴-۳-۱ تا ۹-۲۳-۴-۳-۳، مربوط به ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد، و با در نظر گرفتن استثناهای بندهای ۹-۲۳-۳-۳-۲ و ۹-۲۳-۳-۳-۳ رعایت شوند.

۹-۲۳-۳-۳-۲ به جای آرماتورگذاری عرضی ویژه در هر مورد که در بندهای ۹-۲۳-۴-۳-۱ تا ۹-۲۳-۴-۳-۳ ضرورت پیدا کند می‌توان آرماتورگذاری عرضی مطابق ضابطه بند۹-۲۳-۳-۲-۲-۴ به کار برد.

۹-۲۳-۳-۳-۳ برای مهار و وصله میلگردها رعایت ضابطه بند ۹-۲۳-۴-۳-۲-۶ الزامی نیست. مهار و وصله میلگردها مطابق ضوابط فصل بیستم و یکم صورت می‌گیرد.

۹-۲۳-۳-۴ اتصالات تیر به ستون‌ها در قاب‌ها

۹-۲۳-۳-۴-۱ در اتصالات تیرها به ستون‌ها، در طول ارتفاع تیر یا دالی که بیشترین ارتفاع را دارد و به محل اتصال منتهی می‌شود، باید در امتداد عمود بر میلگرد طولی ستون، میلگرد عرضی به مقدار حداقل برابر با مقادیر (الف) و (ب) این بند پیش‌بینی نمود:

الف- سطح مقطع میلگرد عرضی نباید کمتر از مقدار محاسبه شده از رابطه (۹-۱۵-۱۳) باشد.

ب- مقدار آرماتور عرضی نباید کمتر از دو سوم مقدار آرماتور عرضی‌در ناحیه ℓ_0 ستون، مطابق بند ۹-۲۳-۳-۲-۲-۴ باشد. فاصله سفره‌های این آرماتور از یکدیگر نباید بیشتر از یک و نیم برابر فاصله سفره‌های نظیر در ناحیه ℓ_0 اختیار شود.

۹-۲۳-۳-۵ ضوابط طراحی برای برش در اعضای قاب‌ها

۹-۲۳-۳-۵-۱ در اعضای تحت خمش و تحت نیروی محوری و خمش در قاب‌ها، کنترل حالت حدی نهایی مقاومت در برش باید براساس رابطه (۹-۱۵-۱) صورت گیرد. مقدار V_u در این رابطه نباید از یکی از دو مقدار (الف) و (ب) این بند کمتر در نظر گرفته شود:

الف- مجموع نیروی برشی ایجاد شده در عضو در اثر بارهای قائم نهایی و نیروی برشی همساز با لنگرهای خمشی اسمی موجود در مقاطع انتهایی با انحنای خمشی مضاعف، با فرض تشکیل مفصل‌های پلاستیکی

ب- نیروی برشی به دست آمده از تحلیل ساختمان زیر اثر بارهای نهایی ناشی از بارهای قائم و نیروی جانبی زلزله با فرض آنکه نیروی زلزله مؤثر به ساختمان دو برابر مقدار تعیین شده در مبحث ششم مقررات ملّی ساختمان منظور شود.

۹-۲۳-۴ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد

۹-۲۳-۴-۱ اعضای تحت خمش در قاب‌ها ($N_u \leq ۰/۱۵ f_{cd} A_g$)

۹-۲۳-۴-۱-۱ محدودیت‌های هندسی

۹-۲۳-۴-۱-۱-۱ در اعضای خمشی قاب‌ها محدودیت‌های هندسی (الف) تا (پ) این بند 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 و ۲۵۰ میلی‌متر باشد.

پ- عرض مقطع نباید:

- بیشتر از عرض عضو تکیه‌گاهی، در صفحه عمود بر محور طولی عضو خمشی، به اضافه سه‌چهارم ارتفاع عضو خمشی در هر طرف عضو تکیه‌گاهی،
- بیشتر از عرض عضو تکیه‌گاهی، به‌اضافه یک‌چهارم بعد دیگر مقطع عضو تکیه گاهی در هر طرف آن.

۹-۲۳-۴-۱-۱-۲ 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 یک‌چهارم عرض مقطع ستون باشد.

۹-۲۳-۴-۱-۲ آرماتور طولی

۹-۲۳-۴-۱-۲-۱ در تمامی مقاطع عضو خمشی نسبت آرماتور، هم در پایین و هم در بالا، نباید کمتر از مقادیر $\frac{۱/۴}{f_y}$ و $\frac{۰/۲۵\sqrt{f_c}}{f_y}$ و نسبت آرماتور کششی نباید بیشتر از ۰/۰۲۵ اختیار شود. حداقل دو میلگرد با قطر ۱۲ میلیمتر یا بیشتر باید هم در پایین و هم در بالای مقطع در سراسر طول تعبیه شود. ضابطه بند ۹-۱۴-۵-۲-۳ در این حالت نیز معتبر است.

۹-۲۳-۴-۱-۲-۲ در تکیه‌گاه‌های عضو خمشی، مقاومت خمشی مثبت هر تکیه‌گاه باید حداقل برابر نصف مقاومت خمشی منفی همان تکیه‌گاه باشد.

۹-۲۳-۴-۱-۲-۳ مقاومت خمشی مثبت و منفی هر مقطع در سراسر طول تیر نبایستی کمتر از یک‌چهارم مقاومت خمشی حداکثر تکیه‌گاه باشد.

۹-۲۳-۴-۱-۲-۴ 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، به شرح (الف) تا (ث) این بند است:

الف- در ستون‌های داخلی وقتی که تیر عرضی در محل‌اتصال 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 ابعاد 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.

۹-۲۳-۴-۱-۲-۵ استفاده از وصله پوششی در میلگردهای طولی خمشی فقط در شرایطی مجاز است که در تمام طول وصله آرماتور عرضی از نوع تنگ‌یا دورپیچ موجود باشد. فواصل سفره‌های آرماتور عرضی دربرگیرنده وصله از یکدیگر نباید بیشتر از یک‌چهارم ارتفاع مؤثر مقطع و ۱۰۰ میلیمتر اختیار شود.

۹-۲۳-۴-۱-۲-۶ 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

۹-۲۳-۴-۱-۲-۷ وصله‌های جوشی یا مکانیکی مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۱-۴-۱-۶ و ۹-۲۱-۴-۱-۷ به شرطی مجاز است‌که وصله میلگرد در هر سفره میلگرد به صورت یک در میان انجام شود و فاصله وصله‌ها در میلگردهای مجاور یکدیگر در امتداد طول عضو، کمتر از ۶۰۰ میلی‌متر نباشد.

۹-۲۳-۴-۱-۳ آرماتور عرضی

۹-۲۳-۴-۱-۳-۱ در اعضای خمشی در طول قسمت‌های بحرانی که در زیر مشخص می‌شوند، آرماتور عرضی باید از نوع تنگ ویژه بوده و شرایط آن مطابق بند ۹-۲۳-۴-۱-۳-۲ 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.

۹-۲۳-۴-۱-۳-۲ تنگ‌های ویژه و فواصل آنها از یکدیگر باید دارای شرایط (الف) تا (پ) این بند باشند:

الف- قطر تنگ‌ها کمتر از ۸ میلی‌متر نباشد.

ب- فاصله تنگ‌ها از یکدیگر بیشتر از مقادیر: یک‌چهارم 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.

۹-۲۳-۴-۱-۳-۳ در قسمت‌هایی از طول عضو خمشی که مطابق ضابطه بند ۹-۲۳-۴-۱-۳-۱ تنگ ویژه به کار برده می‌شود، میلگردهای طولی در محیط مقطع باید دارای تکیه‌گاه عرضی باشند.

۹-۲۳-۴-۱-۳-۴ 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 موثر باشد.

۹-۲۳-۴-۱-۳-۵ 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.

۹-۲۳-۴-۲ اعضای تحت اثر توأم فشار و خمش در قاب‌ها ($N_u > ۰/۱۵ f_{cd} A_g$)

۹-۲۳-۴-۲-۱ محدودیت‌های هندسی

۹-۲۳-۴-۲-۱-۱ در این اعضاء محدودیت‌های هندسی (الف) و (ب) این بند باید رعایت شوند:

الف- عرض مقطع نباید کمتر از چهار دهم بعد دیگر آن و نباید کمتر از ۳۰۰ میلی‌متر باشد.

ب- نسبت عرض مقطع به طول آزاد عضوآن در اعضایی که زیر اثر لنگرهای خمشی موجود در دو انتها در دو جهت خم می‌شوند، نباید کمتر از $\frac{۱}{۱۶}$ و در اعضای طره‌ای نباید کمتراز $\frac{۱}{۱۰}$ باشد.

۹-۲۳-۴-۲-۲ آرماتور طولی

۹-۲۳-۴-۲-۲-۱ در این اعضاء 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 S۴۰۰ است، نسبت آرماتور در خارج از محل وصله‌ها به حداکثر چهار و نیم درصد محدود می‌شود.

۹-۲۳-۴-۲-۲-۲ فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از یکدیگر نباید بیشتر از ۲۰۰ میلیمتر باشد.

۹-۲۳-۴-۲-۳-۲ 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.

۹-۲۳-۴-۲-۴ وصله‌های جوشی یا مکانیکی، مطابق ضوابط بند ۹-۲۱-۴-۱-۶ و ۹-۲۱-۴-۱-۷ در میلگردهای طولی به شرطی مجاز است که وصله میلگردها در هر مقطع به صورت یک در میان انجام شود و فاصله وصله‌ها در میلگردهای مجاور یکدیگر، در امتداد طول ستون، کمتر از ۶۰۰ میلی‌متر نباشد.

۹-۲۳-۴-۲-۳ آرماتور عرضی

۹-۲۳-۴-۲-۳-۱ در ستون‌ها، قسمت‌هایی از دو انتهای آنها به طول ℓ_0 «ناحیه بحرانی» تلقی شده و در آنها باید آرماتورگذاری عرضی ویژه مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۳-۴-۲-۳-۲ تا ۹-۲۳-۴-۲-۳-۶ انجام شود، مگر آنکه طراحی برای برش نیاز به میلگرد بیشتری را ایجاب کند. طول ℓ_0 که از بر اتصال به اعضای جانبی اندازه‌گیری می‌شود نباید کمتر از مقادیر (الف) تا (پ) این بند در نظر گرفته شود:

الف- یک ششم ارتفاع یا دهانه آزاد عضو

ب- ضلع بزرگتر مقطع مستطیلی شکل یا قطر مقطع دایره‌ای شکل

پ- ۴۵۰ میلی‌متر

۹-۲۳-۴-۲-۳-۲ مقدار آرماتور عرضی لازم در ناحیه بحرانی بر اساس ضوابط زیر تعیین می‌شود:

الف- در ستون‌های با مقطع دایره نسبت حجمی آرماتور دورپیچ یا تنگ‌های‌حلقوی، ρ_s نباید کمتر از دو مقدار بدست آمده از روابط (۹-۲۳-۱) و (۹-۲۳-۲) باشد:

$$\rho_s = ۰/۱۸ \times \frac{f_{cd}}{f_{yh}} \qquad (۹-۲۳-۱)$$

$$\rho_s = ۰/۶۹ (\frac{A_g}{A_c} - ۱) \frac{f_{cd}}{f_{yh}} \qquad (۹-۲۳-۲)$$

ب- در ستون‌های با مقطع مربع مستطیل سطح مقطع کل تنگ‌های ویژه در هر امتداد، A_{sh}، نباید کمتر از دو مقدار بدست آمده از روابط (۹-۲۳-۳) و (۹-۲۳-۴) باشد:

$$A_{Sh} = ۰/۴۶(S \times h_c \frac{f_{cd}}{f_{yh}})(\frac{A_g}{A_{ch}} - ۱) \qquad (۹-۲۳-۳)$$

$$A_{Sh} = ۰/۱۴ \times S \times h_c \frac{f_{cd}}{f_{yh}} \qquad (۹-۲۳-۴)$$

۹-۲۳-۴-۲-۳-۳ درستون‌هایی که مقاومت هسته ستون به تنهایی جوابگوی بارهای وارده از جمله بارهای ناشی از زلزله می‌باشد، نیازی به کنترل روابط ۹-۲۳-۱ و ۹-۲۳-۲ نیست.

۹-۲۳-۴-۲-۳-۴ قطر میلگردهای عرضی در ناحیه بحرانی نباید کمتر از ۸ میلیمتر باشد. فاصله سفره میلگردها از یکدیگر نباید بیشتر از مقادیر (الف) تا (پ) این بند باشد:

الف- یک چهارم ضلع کوچکتر مقطع ستون

ب- شش برابر کوچکترین قطر میلگرد طولی

پ- ۱۲۵ میلی‌متر

ت- فاصله اولین خاموت از بر اتصال ستون به تیر نباید بیشتر از نصف فاصله خاموت‌ها در نظر گرفته شود.

۹-۲۳-۴-۲-۳-۵ آرماتور عرضی‌در ناحیه بحرانی را می‌توان با تنگ‌های ویژه یکپارچه و یا تنگ‌های ویژه چند قطعه‌ای که با یکدیگر پوشش دارند، ساخت. همچنین می‌توان از میلگردهای رکابی با قطر و فاصله مشابه تنگ‌ها که دارای خم۹۰ درجه در یک انتهای آن است، استفاده‌کرد. هر دو انتهای میلگردهای دوخت باید در برگیرنده یک میلگرد طولی باشد و محل خم ۹۰ درجه آن باید در امتداد میلگرد طولی یک در میان عوض شود.

۹-۲۳-۴-۲-۳-۶ در هر مقطع عضو فاصله میلگرد دوخت یا ساق‌های تنگ‌ها از یکدیگر در جهت عمود بر محور طولی عضو، نباید بیشتر از ۳۵۰ میلیمتر باشد.

۹-۲۳-۴-۲-۳-۷ در عضوهایی‌که بر اثر تغییرمکان‌جانبی غیرالاستیک قاب در مقطعی غیر از مقاطع انتهایی آن امکان تشکیل مفصل پلاستیک وجود داشته باشد، در هر سمت آن مقطع طولی به اندازه $l_\circ$ ناحیه بحرانی تلقی شده و در آن باید میلگرد گذاری عرضی ویژه اجرا شود.

۹-۲۳-۴-۲-۳-۸ در عضوهایی که بار اعضای با سختی زیاد را تحمل می‌کنند، مانند عضوهای واقع در زیر دیوار بتن آرمه، در تمام طول عضو باید آرماتورگذاری عرضی ویژه اجرا شود. بعلاوه این آرماتور گذاری باید در قسمتی از آرماتور طولی عضو که به اندازه طول گیرایی است و در داخل دیوار قرار دارد، ادامه داده شود. ضابطه ادامه آرماتورگذاری عرضی ویژه در دیوار، در مورد عضوهایی که روی دیوار قرار دارند نیز باید رعایت شود.

۹-۲۳-۴-۲-۳-۹ در عضوهایی که قسمتی از ارتفاع آنها با یک دیوار بتنی گرفته شده است، در تمام قسمت آزاد عضو باید آرماتورگذاری ویژه اجرا شود.

۹-۲۳-۴-۲-۳-۱۰ در محل اتصال عضو به شالوده، آرماتور طولی عضو که به داخل شالوده برده شده است باید در طولی حداقل برابر با ۳۰۰ میلیمتر با آرماتورگذاری عرضی ویژه تقویت گردد.

۹-۲۳-۴-۲-۳-۱۱ در قسمت‌هایی‌از طول عضو که‌آرماتورگذاری عرضی ویژه اجرا نمی‌شود باید آرماتور عرضی به صورت دورپیچ یا تنگ ویژه به قطر ۸ میلیمتر به کار برده شود. فاصله سفره‌های این میلگردها از یکدیگر باید بر اساس نیاز طراحی برای برش تعیین شوند ولی در هرحال این فاصله نباید بیشتر از نصف ضلع کوچکتر مقطع مستطیلی شکل عضو، نصف قطر مقطع دایره‌ای شکل عضو، شش برابر قطر میلگرد طولی و یا ۲۰۰ میلیمتر اختیار شود.

۹-۲۳-۴-۲-۴ حداقل مقاومت خمشی ستون‌ها

۹-۲۳-۴-۲-۴-۱ در تمامی اتصالات تیرها به ستون‌ها، به‌جز موارد گفته شده در بندهای ۹-۲۳-۴-۲-۴-۲ و ۹-۲۳-۴-۲-۴-۳ لنگرهای خمشی مقاوم ستون‌ها باید در رابطه (۹-۲۳-۵) صدق کنند:

$$\sum M_c \geq 1/2 \sum M_b \qquad (۹\text{-}۲۳\text{-}۵)$$

در این رابطه:

$\sum M_c$ = مجموع لنگرهای مقاوم خمشی ستون‌ها در بالا و پایین اتصال است که در بر اتصال محاسبه شده باشند. لنگرهای مقاوم خمشی ستون‌ها باید برای نامساعدترین حالت بار محوری، در جهت بارگذاری جانبی مورد نظر، که‌کمترین مقدار لنگرها را به‌دست دهد، محاسبه شوند.

$\sum M_b$ = مجموع لنگرهای مقاوم خمشی تیرها در دو سمت اتصال است که در بر اتصال محاسبه شده باشند.

جمع لنگرها در رابطه (۹-۲۳-۵) باید چنان صورت گیرد که لنگرهای ستون‌ها در جهت مخالف لنگرهای تیرها قرار گیرند. رابطه (۹-۲۳-۵) باید در حالاتی که لنگرهای خمشی تیرها در دو جهت در صفحه قائم قاب، عمل نمایند برقرار باشد.

۹-۲۳-۴-۲-۴-۲ چنانچه تعداد ستون‌های موجود در یک طبقه در یک قاب بیشتر از چهار عدد باشند، از هر چهار ستون یک ستون می‌تواند رابطه (۹-۲۳-۵) را ارضا نکند.

۹-۲۳-۴-۲-۴-۳ ستون‌های قاب‌های یک و دو طبقه و نیز ستون‌های طبقه آخر در قاب‌های چند طبقه می‌توانند رابطه (۹-۲۳-۵) را ارضا نکنند. در این صورت این ستون‌ها باید ضابطه بند ۹-۲۳-۴-۲-۴-۴ را ارضا کنند. این ستون‌ها مشمول ضابطه بند ۹-۲۳-۴-۲-۴-۵ نمی‌شوند.

۹-۲۳-۴-۲-۴-۴ چنانچه ستونی رابطه (۹-۲۳-۵) را ارضا نکند، باید در تمام طول دارای میلگردگذاری عرضی ویژه مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۳-۴-۲-۳-۲ تا ۹-۲۳-۴-۲-۳-۶ باشد.

۹-۲۳-۴-۲-۴-۵ چنانچه ستونی ضابطه بند ۹-۲۳-۴-۲-۴-۱ را تأمین نکند باید از کمک آن به سختی جانبی و مقاومت ساختمان در مقابل بار جانبی زلزله صرفنظر شود. این ستون در هر حال باید ضوابط بند ۹-۲۳-۴-۶ را تأمین نماید.

۹-۲۳-۴-۳ دیوارهای سازه‌ای، دیافراگم‌ها و خرپاها

۹-۲۳-۴-۳-۱ محدودیت‌های هندسی

۹-۲۳-۴-۳-۱-۱ در دیوارهای سازه‌ای محدودیت‌های هندسی (الف) و (ب) این بند باید مورد توجه قرار گیرند:

الف- ضخامت دیوار نباید کمتر از ۱۵۰ میلیمتر اختیار شود.

ب- در دیوارهایی که در آنها اجزای مرزی مطابق بند ۹-۲۳-۴-۳-۳ به کار گرفته می‌شود، عرض عضو مرزی نباید کمتر از ۳۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شود.

۹-۲۳-۴-۳-۱-۲ در دیوارهای سازه‌ای باید تا حد امکان از ایجاد بازشوهای با ابعاد بزرگ خودداری‌کرد. در مواردی که ایجاد این بازشوها اجتناب‌ناپذیر باشد باید موقعیت هندسی آنها را

طوری در نظر گرفت که دیوار بتواند به صورت دیوارهای همبسته عمل نماید. در غیر این صورت باید با کمک تحلیل دقیق یا آزمایش‌های مناسب اثر وجود بازشو در عملکرد دیوار بررسی شود.

۹-۲۳-۴-۳-۱-۳ در دیافراگم‌هایی‌که بازشوهای با ابعاد بزرگ در آنها وجود دارد، شکل و موقعیت بازشو نباید روی سختی جانبی دیافراگم اثر تعیین‌کننده داشته باشد. رفتار دیافراگم‌ها در هر حالت باید با فرض‌های تحلیل در ارتباط با درجه صلبیت آنها مطابقت داشته باشد.

۹-۲۳-۴-۳-۱-۴ 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 (الف) و (ب) این بند در نظر گرفته شود، مگر آنکه با تحلیل دقیق تر بتوان مقدار آن را تعیین کرد:

الف- نصف فاصله بین جان دیوار تا جان دیوار مجاور

ب- ده درصد ارتفاع کل دیوار

۹-۲۳-۴-۳-۱-۵ ضخامت دیافراگم‌های بتن آرمه در جا یا دال‌های بتنی رویه تیرهای فولادی یا قطعات پیش ساخته بتن آرمه که به صورت مرکب عمل نموده و از آنها به عنوان دیافراگم برای انتقال و توزیع نیروی زلزله استفاده می‌شود، نباید کمتر از ۵۰ میلی‌متر باشد.

۹-۲۳-۴-۳-۱-۶ دال‌های بتن‌آرمه که روی کف‌های مرکب از قطعات پیش‌ساخته ریخته می‌شوند را می‌توان به عنوان 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 بتن‌آرمه درجا باید زبر، تمیز و عاری از مواد اضافی باشند.

۹-۲۳-۴-۳-۲ آرماتورهای قائم و افقی

۹-۲۳-۴-۳-۲-۱ 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 $۰/۵A_{cv}v_c$ کمتر باشد. در این حالت برای حداقل میلگرد مورد نیاز در دیوار باید ضوابط بند ۹-۱۹-۴ رعایت شود.

۹-۲۳-۴-۳-۲-۲ نسبت میلگرد قائم در هیچ ناحیه از طول دیوار نباید از چهار درصد بیشتر باشد.

۹-۲۳-۴-۳-۲-۳ فاصله محور تا محور میلگردها از یکدیگر در هر دو امتداد قائم و افقی نباید بیشتر از ۳۵۰ میلیمتر اختیار شود.

در اجزای مرزی فاصله میلگردهای قائم نباید بیشتر از ۲۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شوند.

۹-۲۳-۴-۳-۲-۴ در دیوارهایی که نیروی برشی نهایی در مقطع آنها از $A_{cv}v_c$ بیشتر است، به کارگیری دو شبکه میلگرد الزامی است.

۹-۲۳-۴-۳-۲-۵ در اعضای‌خرپاها، دستک‌ها، کلاف‌ها، و اجزای جمع‌کننده نیروها که در آنها تنش فشاری بتن بیشتر از $۰/۳۱f_{cd}$ باشد، باید در سراسر طول قطعه، میلگردگذاری عرضی ویژه مطابق بندهای۹-۲۳-۴-۲-۳-۲ تا ۹-۲۳-۴-۲-۳-۶ انجام شود. این میلگردگذاری را در قسمتهایی از طول قطعه که در آنها تنش فشاری بتن از $۰/۲۳f_{cd}$ 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 ترک‌نخورده محاسبه می‌شود.

۹-۲۳-۴-۳-۲-۶ تمامی میلگردهای ممتد در دیوارهای سازه‌ای، دیافراگم‌ها، خرپاها، دستک‌ها، کلاف‌ها و اعضای جمع‌کننده نیروها باید به عنوان میلگردهای کششی مطابق ضوابط بند ۹-۲۳-۴-۴-۳ مهار یا وصله شوند.

۹-۲۳-۴-۳-۳ اجزای مرزی در دیوارهای سازه‌ای و در دیافراگم‌ها

۹-۲۳-۴-۳-۳-۱ در کناره‌ها 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 $۰/۳۱f_{cd}$ بیشتر باشد، باید اجزای لبه مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۳-۴-۳-۳-۲ تا ۹-۲۳-۴-۳-۳-۴ پیش بینی شود. مگر آنکه در تمام طول دیوار یا دیافراگم میلگردگذاری عرضی ویژه پیش بینی شده باشد. اجزای مرزی را می‌توان از مقطعی در امتداد طول دیوار که تنش فشاری بتن در آن از $۰/۲۳f_{cd}$ کمتر باشد، در جهت ارتفاع قطع کرد. تنش فشاری بتن با فرض توزیع خطی تنش در مقطع دیوار و بر اساس مشخصات مقطع ترک‌نخورده محاسبه می‌شود.

۹-۲۳-۴-۳-۳-۲ اجزای مرزی دردیوارها 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.

۹-۲۳-۴-۳-۳-۳ اجزای مرزی 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 موثر در مقطع دیافراگم به فاصله بین دو جزء لبه‌های دیافراگم در آن مقطع طراحی شوند.

۹-۲۳-۴-۳-۳-۴ اجزای مرزی باید در سراسر طول خود مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۳-۴-۲-۳-۲ تا ۹-۲۳-۴-۲-۳-۶ آرماتورگذاری عرضی ویژه شوند.

۹-۲۳-۴-۳-۳-۵ در دیوارهایی که دارای اجزای لبه‌ای هستند، میلگردهای افقی دیوار باید در ناحیه محصور شده اجزای لبه مهار شوند، به طوری که امکان بوجود آمدن تنش کششی در حد مقاومت تسلیم در آنها میسر گردد.

۹-۲۳-۴-۳-۳-۶ در دیوارهایی که دارای اجزای مرزی نیستند آرماتورهای افقی دیوار باید به قلاب استاندارد ختم شوند و میلگردهای قائم لبه‌های دیوار را دربر گیرند. درغیر این صورت میلگردهای قائم لبه دیوار باید به وسیله 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 $A_{cv}v_c$ ۰/۵ کمتر است، رعایت ضوابط این بند الزامی نیست.

۹-۲۳-۴-۳-۴ تیرهای همبند در دیوارهای همبسته

۹-۲۳-۴-۳-۴-۱ تیرهای همبند در دیوارهای همبسته که در آنها نیروی برشی نهایی از $۲A_{cv}v_c$ بیشتر و نسبت طول دهانه آزاد به ارتفاع مقطع آنها از ۲ کمتر باشد، باید مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۳-۴-۳-۴-۲ و ۹-۲۳-۴-۳-۴-۳ 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.

۹-۲۳-۴-۳-۴-۲ مقاومت برشی در تیرهای همبند باید کلاً به وسیله آرماتورهای قطری که به صورت 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 (۹-۲۳-۶) محاسبه می‌شود:

$$A_{vd} = \frac{V_u}{۲ f_{yd} \sin\alpha} \qquad (۹-۲۳-۶)$$

در این رابطه α زاویه بین میلگرد قطری و محور طولی تیر است.

۹-۲۳-۴-۳-۴-۳ آرماتورهای قطری باید به وسیله میلگردهای عرضی به صورت دورپیچ یا تنگ با قطر حداقل ۸ میلی‌متر محصور شوند، حداکثر فاصله میلگردهای عرضی از یکدیگر برابر با کوچکترین سه مقدار (الف) تا (پ) این بند است:

الف- ۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد قطری

ب- ۲۴ برابر قطر تنگ‌ها یا دورپیچ‌ها

پ- ۱۲۵ میلیمتر

۹-۲۳-۴-۳-۴-۴ مقاومت خمشی تأمین شده توسط میلگردهای قطری را می‌توان در محاسبه ظرفیت خمشی تیر همبند منظور کرد.

۹-۲۳-۴-۳-۵ درزهای اجرایی

۹-۲۳-۴-۳-۵-۱ تمامی درزهای اجرایی در دیوارها و دیافراگم‌ها باید ضوابط بند ۹-۱۲-۲ را تأمین کند. سطح این درزها باید زبری‌گفته شده در بند ۹-۱۵-۱۳-۳-۵ را دارا باشند. ضوابط طراحی درزهای اجرایی برای برش در بند ۹-۱۵-۱۳-۳-۲ آمده است.

۹-۲۳-۴-۴ اتصالات تیر به ستون در قاب‌ها

۹-۲۳-۴-۴-۱ ضوابط کلی طراحی

۹-۲۳-۴-۴-۱-۱ طراحی اتصالات تیرها به ستون‌ها در قاب‌ها برای برش باید براساس رابطه (۹-۱۵-۱) صورت گیرد. مقادیر V_u و V_r در این رابطه باید طبق ضوابط بندهای ۹-۲۳-۴-۴-۱-۲ و ۹-۲۳-۴-۴-۱-۳ تعیین شوند.

۹-۲۳-۴-۴-۱-۲ نیروی برشی نهایی موثر به اتصال، V_u، باید بر اساس تنش کششی برابر $1/47\, f_{yd}$ 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.

۹-۲۳-۴-۴-۱-۳ نیروی برشی مقاوم نهایی اتصال، V_r، را می‌توان با شرط رعایت ضوابط بند ۹-۲۳-۴-۴-۲ حداکثر برابر با مقادیر (الف) تا (پ) این بند در نظر گرفت:

الف- برای اتصالات محصور شده در چهار سمت $۱۲A_j v_c$

ب- برای اتصالات محصور شده در سه سمت و یا در دو سمت مقابل هم $۹A_j v_c$

پ- برای سایر اتصالات $۷/۵A_j v_c$

یک اتصال زمانی توسط نیرویی که به یک وجه آن می‌رسد محصور شده تلقی می‌گردد که تیر حداقل سه‌چهارم سطح آن اتصال را پوشانده باشد.

۹-۲۳-۴-۴-۲ آرماتورگذاری

۹-۲۳-۴-۴-۲-۱ در تمامی اتصالات به جز آنهایی که در بند ۹-۲۳-۴-۴-۲-۲ گفته شده‌اند، باید آرماتورگذاری عرضی ویژه مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۳-۴-۲-۳-۲ تا ۹-۲۳-۴-۲-۳-۶ به کار برده شود.

۹-۲۳-۴-۴-۲-۲ در اتصالاتی‌که در چهار سمت توسط تیرها محصور شده‌اند و عرض تیرها کمتر از سه چهارم بعد ستونی که به آن متصل می‌شوند، نیستند، باید در طولی به اندازه کوتاه‌ترین ارتفاع تیر در اتصال آرماتورگذاری عرضی ویژه، مساوی با نصف آنچه در بند ۹-۲۳-۴-۴-۲-۱ گفته شد، به کار برده شود. فاصله آرماتورهای عرضی در این اتصالات را می‌توان تا ۱۵۰ میلیمتر افزایش داد.

۹-۲۳-۴-۴-۲-۳ 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 ۹-۲۳-۴-۴-۳ و در صورت فشاری بودن مطابق ضوابط فصل بیست و یکم مهار شوند.

۹-۲۳-۴-۴-۲-۴ 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 آرماتور گذاری عرضی ویژه اجرا شود.

۹-۲۳-۴-۴-۳ طول‌گیرایی‌میلگردهای‌کششی

۹-۲۳-۴-۴-۳-۱ طول گیرایی میلگردهای قلابدار، l_{dh}، که‌خم آنها ۹۰ درجه است باید با استفاده از رابطه (۹-۲۱-۵) در نظر گرفته شود. طول گیرایی قلاب همچنین نباید کمتر از مقادیر: ۸ برابر قطر میلگرد و ۱۵۰ میلی‌متر اختیار گردد.

۹-۲۳-۴-۴-۳-۲ قلاب‌ها باید در هسته محصورشده ستون‌ها و یا در اجزای لبه دیوارها مهار شوند.

۹-۲۳-۴-۴-۳-۳ طول گیرایی میلگردهای مستقیم، l_d، در میلگردهای تحتانی، مطابق تعریف بند ۹-۲۱-۲-۴-۱، 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.

۹-۲۳-۴-۴-۳-۴ 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 اندازه۱/۶ برابر افزایش داده شود.

۹-۲۳-۴-۵ ضوابط طراحی برای برش

۹-۲۳-۴-۵-۱ اعضای تحت خمش و تحت فشار و خمش در قاب‌ها

۹-۲۳-۴-۵-۱-۱ در اعضای تحت خمش و تحت فشار و خمش‌در قاب‌ها، کنترل حالت حدی نهایی مقاومت در برش باید براساس رابطه (۹-۱۵-۱) صورت گیرد. مقادیر V_u و V_r در این رابطه باید بر طبق ضوابط بندهای ۹-۲۳-۴-۵-۱-۲ تا ۹- ۲۳-۴-۵-۱-۴ محاسبه شوند.

۹-۲۳-۴-۵-۱-۲ 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.

۹-۲۳-۴-۵-۱-۳ نیروی برشی نهایی، V_u، در اعضای تحت فشار و خمش باید برابر با کمترین دو مقدار (الف) و (ب) این بند نظر گرفته شود ولی این نیرو در هیچ حالت نباید کمتر از مقدار نیروی برشی باشد که از تحلیل ساختمان 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 استاتیک 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 لنگر خمشی مقاوم محتمل مقطع، M_{pr}، در نظر گرفته شود و در تعیین آن باید نامساعدترین نیروی محوری نهایی موجود که در عضو 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 ۹-۲۳-۴-۵-۱-۲ تشکیل شده باشند. جهت‌های این لنگرهای خمشی باید چنان در نظر گرفته شوند که نیروی برش ایجاد شده در عضو مورد نظر بیشترین باشد.

۹-۲۳-۴-۵-۱-۴ مقاومت برشی نهایی مقاطع میله‌ای، V_r، باید بر اساس رابطه (۹-۱۵-۲) محاسبه شود. در اعضایی از قاب که در آنها نیروی فشار محوری کمتر از $۰/۰۷۵ f_{cd} A_g$ باشد و نیروی برشی ناشی از زلزله در نواحی بحرانی تیرها، مطابق بند ۹-۲۳-۴-۵-۱-۳، و در نواحی $l_\circ$، ستون‌ها، مطابق بند ۹-۲۳-۴-۵-۱-۳، 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 به علت اختلاف لنگرهای خمشی موجود در مفصل‌های پلاستیکی ایجاد شده در دو انتهای عضو بر طبق ضوابط بند ۹-۲۳-۴-۵-۱-۲ است.

۹-۲۳-۴-۵-۱-۵ خاموت‌هایی که برای مقاومت در برابر برش به کار برده می‌شوند، در قسمت‌های خاصی از عضو که در بندهای ۹-۲۳-۴-۱-۳ ، ۹-۲۳-۴-۲-۳ و۹-۲۳-۴-۴-۲ مشخص شده‌اند، باید از نوع تنگ ویژه باشند.

۹-۲۳-۴-۵-۲ دیوارهای سازه‌ای و دیافراگم‌ها

۹-۲۳-۴-۵-۲-۱ در دیوارهای سازه‌ای و دیافراگم‌ها، کنترل حالت حدی نهایی مقاومت در برش باید بر اساس رابطه (۹-۲۳-۷) صورت گیرد:

$$V_u \le \phi_n . V_r \qquad (۹-۲۳-۷)$$

در این رابطه V_u نیروی برشی نهایی 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 ۹-۲۳-۴-۵-۲-۲ محاسبه می‌شود. ϕ_n ضریب اصلاحی مقاومت است که در این قطعات مساوی با ۰/۷ منظور می‌گردد.

۹-۲۳-۴-۵-۲-۲ مقاومت برشی نهایی مقطع، V_r، با استفاده از رابطه (۹-۲۳-۸) محاسبه می‌شود:

$$V_r = A_{cv}(\alpha_c v_c + \rho_n f_{yd}) \qquad (۹-۲۳-۸)$$

در این روابط α_c ضریبی است که به شرح (الف) تا (پ) این بند در نظر گرفته می‌شود:

الف- در دیوارها و دیافراگم‌هایی که در آنها نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ بزرگتر یا مساوی ۲ است، α_c = ۱

ب- در دیوارها و دیافراگم‌هایی که در آنها نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ کوچکتر یا مساوی ۱/۵ است، α_c =۱/۵

پ- در دیوارها و دیافراگم‌هایی‌که در آنها نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ بین ۱/۵ و ۲ است، ضریب α_c با درون‌یابی خطی بین اعداد فوق تعیین می‌شود.

۹-۲۳-۴-۵-۲-۳ در تعیین مقاومت برشی نهایی مقطع در قطعات یک دیوار یا یک دیافراگم مقدار ضریب α_c باید برای بیشترین مقدار $\frac{h_w}{l_w}$ در کل دیوار یا دیافراگم و در قطعه مورد نظر محاسبه شود.

۹-۲۳-۴-۵-۲-۴ میلگردهای برشی در دیوار یا دیافراگم باید در صفحه دیوار یا دیافراگم در دو جهت عمود بر هم توزیع شوند به طوری که در این دو جهت مقاومت برشی ایجاد نمایند. در مواردی که نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ کمتر از۲ است نسبت میلگرد قائم، ρ_v، نباید کمتر از نسبت میلگرد افقی برشی، ρ_n، در نظر گرفته شوند.

۹-۲۳-۴-۵-۲-۵ مقاومت برشی نهایی مقطع، V_r، در دیوارهایی که متشکل از تعدادی پایه‌های دیوارگونه‌اند و بطور مشترک نیروی جانبی واحدی را تحمل می‌کنند نباید بیشتر از $A_{cp}v_c$ ۴ در نظر گرفته شود. در این دیوارها مقاومت برش نهایی مقطع هر پایه دیوار گونه نیز نباید بیشتر از $A_{cp}v_c$ ۵ منظور گردد. A_{cp} سطح مقطع هر پایه دیوارگونه و A_{cv} مجموع سطح مقطع‌های این پایه‌ها است.

۹-۲۳-۴-۵-۲-۶ مقاومت برش نهایی مقطع در قطعات افقی در دیوارها، نظیر تیرهای رابط در دیوارهای همبسته نباید بیشتر از $5A_{cp}v_c$ در نظر گرفته شود. A_{cp} سطح مقطع قطعه افقی دیوار است.

۹-۲۳-۴-۶ اعضایی از قاب‌ها که برای تحمل نیروهای زلزله طراحی نمی‌شوند

۹-۲۳-۴-۶-۱ اعضایی از قاب‌ها که برای تحمل نیروهای زلزله به کار گرفته نمی‌شوند باید با توجه به لنگرهای خمشی ایجاد شده درآنها زیر اثر تغییر مکان جانبی مساوی دو برابر آنچه در زیر اثر بار نهایی در ساختمان ایجاد می‌شود، براساس ضوابط بندهای ۹-۲۳-۴-۶-۱-۱ و۹-۲۳-۴-۶-۱-۲ طراحی شوند.

۹-۲۳-۴-۶-۱-۱ چنانچه لنگر خمشی ایجاد شده در عضو بیشتر از لنگر خمشی مقاوم عضو، M_r، باشد در اعضای خمشی باید ضابطه آرماتورگذاری طولی بند ۹-۲۳-۴-۱-۲-۱ و در اعضای تحت فشار و خمش باید ضوابط آرماتورگذاری عرضی بند ۹-۲۳-۴-۲-۳ رعایت شود. بعلاوه تمامی این اعضاء باید بر اساس ضوابط قسمت ۹-۲۳-۴-۵ برای برش طراحی شوند.

۹-۲۳-۴-۶-۲ چنانچه لنگر خمشی ایجاد شده در عضو کمتر از لنگر خمشی مقاوم عضو، M_r، باشد در اعضای خمشی باید ضابطه آرماتورگذاری طولی بند ۹-۲۳-۴-۱-۲-۱رعایت شود.

۹-۲۳-۴-۶-۲-۱ تمامی اعضای تحت فشار و خمش که در آنها ضوابط آرماتور گذاری عرضی مطابق بند ۹-۲۳-۴-۲-۳ رعایت نشده باشد، باید مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۳-۴-۶-۲-۲ تا ۹-۲۳-۴-۶-۲-۴ آرماتورگذاری شوند.

۹-۲۳-۴-۶-۲-۲ خاموت‌ها باید دارای قلاب‌های با زاویه حداقل ۱۳۵درجه 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.

۹-۲۳-۴-۶-۲-۳ در دو انتهای عضو در طولی برابر با ℓ_o ، مطابق تعریف بند ۹-۲۳-۴-۲-۳-۱، فاصله سفره‌های آرماتور عرضی از یکدیگر نباید بیشتر از مقادیر (الف) تا (پ) این بند 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.

۹-۲۳-۴-۶-۲-۴ در قسمتی از طول عضو که شامل طول ℓ_o نمی‌شود، ضوابط آرماتورگذاری عرضی مشابه ضوابط ستون‌های عادی است.

۹-۲۴ طرح و محاسبه قطعات بتن پیش تنیده

۹-۲۴-۰ علائم اختصاری

A_c= سطح محصور توسط محیط خارجی مقطع بتن شامل سطح سوراخ‌ها (در صورت وجود)، میلی‌متر مربع

A_g= مساحت کل مقطع بتنی، میلی‌متر مربع

A_h= سطح مقطع همگن، میلی‌متر مربع

A_s= سطح مقطع آرماتور کششی معمولی، میلی‌متر مربع

A_{st}= سطح مقطع یک شاخه از خاموت بسته که در محدوده‌ای به طول s_t در برابر پیچش مقاومت می‌کند، میلی‌متر مربع

A'_s= سطح مقطع آرماتور فشاری معمولی، میلی‌متر مربع

A_v= سطح مقطع آرماتورهای برشی معمولی در فاصله s یا سطح مقطع آرماتور برشی عمود بر آرماتور کششی نظیر خمش در فاصله s برای اعضای خمشی با ارتفاع زیاد، میلی‌متر مربع

A_{vt}= سطح مقطع آرماتورهای برشی-پیچشی معمولی در فاصله s_t، میلی‌متر مربع

A'_v= سطح مقطع آرماتورهای برشی پیش‌تنیده، میلی‌متر مربع

A_p= سطح مقطع آرماتور پیش‌تنیدگی، میلی‌متر مربع

a= ارتفاع بلوک فشاری مستطیلی معادل، میلی‌متر

b= عرض بال تیر، میلی‌متر

b_w= عرض جان تیر، میلی‌متر

B_t = سطح مقطع قسمت کششی مقطع، میلی‌متر مربع

c_v= فاصله افقی بین مقطع دارای حداکثر ممان و تکیه‌گاه‌های انتهایی یا نقطه مورد نظر، میلی‌متر

d= فاصله دورترین تار فشاری بتن تا مرکز سطح آرماتورهای کششی معمولی، میلی‌متر

d'= فاصله دورترین تار فشاری بتن تا مرکز سطح آرماتورهای فشاری، میلی‌متر

d_p= فاصله دورترین تار فشاری بتن تا مرکز سطح آرماتورهای پیش‌تنیدگی، میلی‌متر

e= کوچکترین بعد عضو بتنی، میلی‌متر

E_c= ضریب ارتجاعی بتن، مگا پاسکال

E_{ci}= ضریب ارتجاعی کوتاه‌مدت بتن، مگاپاسکال

E_s= ضریب ارتجاعی آرماتورهای معمولی، مگاپاسکال

E_p= ضریب ارتجاعی آرماتورهای پیش‌تنیده، مگاپاسکال

F_{bst}= نیروی کششی پکاننده، نیوتن

F_{vt}= نیروی فشاری آرماتور قائم پیش‌تنیدگی، نیوتن

f_c= مقاومت فشاری مشخصه بتن، مگاپاسکال

f_{cl}= تنش فشاری در بتن، مگاپاسکال

$f_{c\ell}$= تنش حد فشاری، مگاپاسکال

f_{cg}= تنش ناشی از نیروی پیش‌تنیدگی اولیه در مرکز ثقل عضو، مگاپاسکال

f_{ct}= مقاومت فشاری مشخصه نمونه های استوانه‌ای بتن در سن t روز، مگاپاسکال

f_p= تنش پیش‌تنیدگی در کابل پس از افت‌های کوتاه مدت، مگاپاسکال

f_{pi}= تنش در کابل در محل جک و زمان جک زدن، مگاپاسکال

f_{pe}= تنش مؤثر در آرماتور پیش تنیدگی پس از تمامی افت ها، مگاپاسکال

f_{ps}= تنش کششی متوسط در کابل در اثر اعمال بارهای نهایی، مگاپاسکال

f_{pu}= مقاومت نهایی تضمین شده آرماتور پیش‌تنیدگی، مگاپاسکال

F_{py}= مقاومت تسلیم آرماتور پیش‌تنیدگی، مگاپاسکال

F_{pyd}= مقاومت تسلیم محاسباتی آرماتور پیش‌تنیدگی، مگاپاسکال

F_{vt}= نیروی فشاری آرماتور قائم پیش‌تنیدگی، نیوتن

f_x= تنش نهایی ناشی از پیش‌تنیدگی افقی، مگاپاسکال

f_y= تنش نهایی ناشی از پیش‌تنیدگی قائم، مگاپاسکال

F_y= مقاومت تسلیم آرماتور معمولی، مگاپاسکال

f_t= مقاومت مشخصه کششی بتن، مگاپاسکال

f_{t1}= تنش کششی در بتن، مگاپاسکال

h= ضخامت کل عضو، میلی‌متر

h_l= ضخامت بال فشاری در مقاطع T شکل، میلی‌متر

k= ضریب اصطکاک ناشی از اعوجاج در واحد طول کابل، یک بر میلی‌متر

n= ضریب معادل تبدیل سطح مقطع همگن

N_{Bt}= نیروی کش کششی در قسمت مقطع، نیوتن

P_k= نیروی جک زدن کابل، نیوتن

P_h= مولفه افقی نیروی پیش‌تنیدگی مؤثر، نیوتن

R_H= رطوبت نسبی محیط

r_m= شعاع متوسط قطعه، میلی‌متر

S= فاصله آرماتورهای عرضی معمولی، میلی‌متر

S_t= فاصله بین سفره‌های آرماتورهای برشی - پیچشی معمولی در امتداد موازی آرماتورهای طولی، میلی‌متر

S'= فاصله آرماتورهای عرضی پیش‌تنیده، میلی‌متر

S'_t= فاصله بین سفره‌های آرماتورهای برشی - پیچشی پیش‌تنیده موازی آرماتورهای طولی، میلی‌متر

V_c= نیروی برشی مقاوم تامین شده توسط بتن، نیوتن

V_r= نیروی برشی مقاوم مقطع، نیوتن

V_s= نیروی برشی مقام تامین شده توسط فولاد عرضی معمولی، نیوتن

V_{sp}= نیروی برشی مقاوم تامین شده آرماتورهای پیش‌تنیدگی، نیوتن

v_u= تنش برشی کل، مگاپاسکال

V_{ue}= برش محاسباتی مقطع که معادل تفاضل نیروی برشی موجود و مولفه قائم نیروی پیش‌تنیدگی می‌باشد، نیوتن

v_{vu}= تنش برشی ناشی از برش، مگاپاسکال

v_{tu}= تنش برشی ناشی از پیچش، مگاپاسکال

Y_o= عرض بلوک انتهایی، میلی‌متر

Y_{po}= عرض سطح تحت فشار، میلی‌متر

α= زاویه آرماتورهای عرضی معمولی نسبت به تار میانی، درجه

α_t= زاویه آرماتورهای عرضی-پیچشی معمولی نسبت به تار میانی، درجه

α'= زاویه آرماتورهای عرضی پیش‌تنیده نسبت به تار میانی، درجه

α'_t= زاویه آرماتورهای عرضی-پیچشی معمولی نسبت به تار میانی، درجه

α_1= زاویه گردش کابل در مقطع مورد نظر نسبت به مقطع محل جک زدن، رادیان

β = ضریب کاهش حد تنش فشاری در جان تیرها

β_1= نسبت عمق بلوک فشاری یکنواخت معادل در محاسبات حالت حدی نهایی مقاومت به عمق منطقه بتن فشاری واقعی، مطابق بند ۹-۱۴-۳-۶

ε_p= تغییر شکل نسبی اولیه ناشی از کشیدن کابل

ε'_p= تغییر شکل نسبی حاصل از تقلیل تنش در بتن به حد صفر در مرکز سطح کابل

ε''_p= تغییر شکل نسبی اضافی ایجاد شده در فولاد تا رسیدن به حالت حد نهایی با فرض مقطع ترک نخورده

ε_{cc}= تغییر شکل نسبی ناشی از وارفتگی بتن

ε_{cs}= تغییر شکل نسبی ناشی از جمع‌شدگی بتن

ε_{tot}= تغییر شکل نسبی نهایی فولاد پیش‌تنیدگی

ϕ= ضریب وارفتگی بتن

ϕ_c= ضریب ایمنی جزئی مقاومت بتن

ϕ_s= ضریب ایمنی جزئی مقاومت آرماتور معمولی

ϕ_p= ضریب ایمنی جزئی مقاومت آرماتور پیش تنیده

γ_p= ضریب جزئی ایمنی آثار پیش‌تنیدگی

γ_f= ضریب جزئی ایمنی عامل‌ها

λ= ضریبی که نشان دهنده کسری از نیروی وارده به قطعه پیش‌تنیده می‌باشد که توسط پیش‌تنیدگی خنثی می‌شود

μ= ضریب اصطکاک در انحنا، یک بر رادیان

Δ_1= افت ناشی از اصطکاک بین کابل و غلاف، مگاپاسکال

Δ_2= افت کششی در محل گیره، مگاپاسکال

Δ_3= افت ناشی از کوتاه شدن الاستیک بتن، مگاپاسکال

Δ_4= افت ناشی از جمع‌شدگی بتن، مگاپاسکال

Δ_5= افت نهایی ناشی از وارفتگی بتن، مگاپاسکال

Δ_6= افت ناشی از وادادگی فولاد پیش‌تنیدگی، مگاپاسکال

θ= زاویه دستک‌های فشاری در مدل‌های خرپایی نسبت به تار میانی عضو پیش‌تنیده، درجه

۹-۲۴-۱ گستره

۹-۲۴-۱-۱ ضوابط این فصل باید برای تمامی ساختمان‌های بتن پیش‌تنیده در محدوده شرایط حرارتی معمولی به کار گرفته شود. موارد زیر خارج از حدود کاربرد این فصل می‌باشد:

الف) پیش‌تنیدگی با روش‌هایی غیر از کشیدن آرماتورهای پیش تنیدگی فولادی.

ب) اعضا و قطعات بتن مسلح که به منظور بهبود رفتار آنها کمی پیش‌تنیده شده‌اند و باید براساس سایر فصول این مبحث طراحی شوند.

پ) ساختمان‌هایی که در آنها برخی آثار باید با دقت زیاد تخمین زده شود و این فصل فقط مقادیر تقریبی این آثار را منظور نموده یا تعیین کرده است.

۹-۲۴-۲ تعاریف

۹-۲۴-۲-۱ اصطکاک در انحنا

اصطکاک ناشی از تماس کابل یا غلاف در مسیرهای منحنی.

۹-۲۴-۲-۲ اصطکاک ناشی از اعوجاج

اصطکاکی که بر اثر اعوجاج غیر عمدی کابل از مسیر طراحی شده بین کابل و غلاف بوجود می‌آید.

۹-۲۴-۲-۳ اتلاف پیش‌تنیدگی

کاهش نیروی پیش‌تنیدگی تحت اثر توام عواملی مانند کاهش طول الاستیک عضو، جمع‌شدگی و وادادگی بتن، وادادگی فولاد، اصطکاک کابل با غلاف و فرو رفتگی گیره.

۹-۲۴-۲-۴ بتن پیش‌تنیده

بتنی که در آن با اعمال نیروی پیش‌تنیدگی، تنش‌های مورد نظر ایجاد شده است. بدیهی است که سعی می‌شود مقادیر جبری این تنش‌ها، در جهت عکس تنش‌های نظیر باشد که از اثر بارها، نیروها، سربارها و بطور کلی اثراتی که بر ساختمان وارد خواهد شد، ایجاد می‌شود.

۹-۲۴-۲-۵ بلوک انتهایی

مقطع انتهایی بزرگ شده یا مقاوم‌تر شده عضو که به منظور مقاومت در برابر تنش‌های پشت گیره طراحی و اجرا می‌شود.

۹-۲۴-۲-۶ طول انتقال

طولی که در آن نیروی پیش‌تنیدگی در عضوهای پیش‌کشیده، از طریق پیوستگی به بتن انتقال می‌یابد.

۹-۲۴-۲-۷ فرو رفتگی در گیره

پس از کشیدن کابل‌ها، برای آزاد کردن جک، کابل‌ها در گیره‌ها خفت انداخته می‌شود و عکس‌العمل نیروی کشش در کابل‌ها به صورت نیروی فشاری به بتن منتقل می‌گردد. این انتقال گاه با لغزش انتهای کابل‌ها به مقدار محدود به سمت عضو همراه است که فرورفتگی در گیره نامیده می‌شود.

۹-۲۴-۲-۸ قطع اتصال دهنده (کوپلور)

وسیله‌ای مکانیکی که نیروی پیش‌تنیدگی را از یک کابل به کابل دیگر انتقال می‌دهد.

۹-۲۴-۲-۹ کابل چسبیده

کابلی که به صورت مستقیم (در روش پیش‌کشیدگی) یا غیر مستقیم از طریق دوغاب تزریق شده در غلاف (در روش پس‌کشیدگی) به بتن چسبیده است.

۹-۲۴-۲-۱۰ گیره

وسیله‌ای مکانیکی برای انتقال نیروی پیش‌تنیدگی از انتهای کابل‌ها به بتن، در یک عضو پس‌کشیده

۹-۲۴-۲-۱۱ منطقه مهار

منطقه‌ای از عضو که پخش نیروهای متمرکز پشت گیره‌ها در طول آن انجام می‌شود. در این منطقه نیروهای کششی در بتن بوجود می‌آید و در صورت فقدان مقاومت کافی پکیده می‌شود.

۹-۲۴-۲-۱۲ مواد پوششی

موادی که برای محافظت آرماتور یا کابل‌های پیش‌تنیدگی در مقابل خوردگی یا کاهش اصطکاک بین کابل‌ها و غلاف و یا جلوگیری از چسبندگی کابل‌های پیش‌تنیدگی مورد استفاده قرار می‌گیرند.

۹-۲۴-۲-۱۳ نیروی جک زدن

نیروی کشش کابل‌ها در دو انتهای آنها، که به وسیله جک به کابل‌ها اعمال می‌شود.

۹-۲۴-۲-۱۴ هواکش

ورودی، خروجی یا هواکش تعبیه شده در غلاف و یا گیره پس‌کشیدگی برای تزریق دوغاب یا خروج آب، هوا و دوغاب.

۹-۲۴-۳ روش‌های پیش‌تنیدگی بتن

اعمال نیروی پیش‌تنیدگی به دو روش پیش‌کشیدگی و پس‌کشیدگی صورت می‌گیرد.

۹-۲۴-۳-۱ روش پیش‌کشیدگی روشی است که در آن ابتدا فولاد پیش‌تنیدگی کشیده شده و سپس بتن در تماس با آرماتورها ریخته می‌شود. بعد از گرفتن بتن و کسب حداقل مقاومت لازم، کابل‌ها از جک جدا و نیروی پیش‌تنیدگی به بتن اعمال می‌شود.

۹-۲۴-۳-۲ در روش پس‌کشیدگی، در ابتدا فضای عبور کابل‌ها که اصطلاحاً غلاف نامیده می‌شود، تعبیه می‌گردد و پس از بتن‌ریزی و کسب حداقل مقاومت لازم، فولاد پیش تنیدگی کشیده و مهار شده و بدین ترتیب نیروی پیش تنیدگی بر بتن سخت شده اعمال می‌شود.

۹-۲۴-۴ ضوابط کلی طراحی

کنترل حد نهایی و مقاومت حد بهره‌برداری ساختمان‌های بتن پیش‌تنیده می‌بایست طبق ضوابط این فصل و فصل سیزدهم صورت گیرد. در طراحی قطعات پیش‌تنیده باید اثر تغییرات نیروی پیش‌تنیدگی و خواص بتن و فولاد در طول زمان مورد توجه باشد. ضریب ایمنی جزئی آثار پیش تنیدگی در کلیه حالات حدی $\gamma_p = ۱$ است.

۹-۲۴-۴-۱ تحلیل قطعات پیش تنیده در حالات حدی نهایی بر اساس رفتار خطی مصالح انجام می‌شود. در صورت لزوم تحلیل دقیق سیستم ساختمان، از روش تحلیل غیر خطی با رعایت اصول ذکر شده در بند ۹-۱۳-۶ استفاده گردد.

۹-۲۴-۵ مشخصات بتن مصرفی

نظر به اهمیت تنش‌های حاصل از نیروی پیش‌تنیدگی، حداقل رده بتن مصرفی C۳۰ می‌باشد. همچنین با توجه به اینکه تغییر شکل‌های بتن نقش قابل ملاحظه‌ای در تغییرات نیروی پیش‌تنیدگی دارند، مقدار این تغییرشکل‌ها باید بر حسب زمان مشخص شود.

مقاومت مشخصه لازم برای بتن در زمان جک زدن و تقویت منطقه پشت جک باید با توجه به دستورالعمل‌های سازندگان گیره‌ها و نیروهای جک زدن تعیین شود.

۹-۲۴-۵-۱ جمع‌شدگی بتن

تغییر شکل نسبی بتن در اثر خشک شدن و تغییرات شیمیایی تابع زمان، جمع‌شدگی نامیده می‌شود. مقدار تغییر شکل نسبی ناشی از جمع‌شدگی بتن ε_{cs} برحسب درصد رطوبت نسبی

محیط بین ۲×۱۰^{-۲} (نواحی مرطوب) تا ۵×۱۰^{-۴} (نواحی خشک و بیابانی) تغییر می‌کند. مقدار دقیق تر تغییر شکل نسبی نهایی ناشی از پدیده جمع‌شدگی از رابطه (۹-۲۴-۱) به دست می‌آید:

$$\varepsilon_{cs} = \frac{۱}{۱۰۰۰}\left(۱-۰/۸۵RH\right)\frac{۵۰۰+۰/۳e}{۴۰۰+e}\times\frac{w}{۵۰۰}\left(۱+۳\frac{w}{c}\right) \qquad (۱-۲۴-۹)$$

در این رابطه عبارت $\frac{w}{c}$ نسبت آب به سیمان و w مقدار آب بر حسب کیلوگرم در هر متر مکعب بتن است. مقدار تغییر شکل نسبی در شرایطی که سن بتن، t، بر حسب روز باشد از رابطه (۹-۲۴-۲) تعیین می‌گردد.

$$\varepsilon_{cs}\left(t\right) = \varepsilon_{cs}.r\left(t\right) \qquad (۲-۲۴-۹)$$

در این رابطه $r(t)$ از رابطه (۹-۲۴-۳) محاسبه می‌شود:

$$r\left(t\right) = \frac{t}{۱+۰/۹r_m} \qquad (۳-۲۴-۹)$$

مقدار r_m نیز با استفاده از رابطه (۹-۲۴-۴) محاسبه می‌شود:

$$r_m = \frac{۲A_c}{u} \qquad (۴-۲۴-۹)$$

مقدار u، محیط مقطع بر حسب میلی‌متر می‌باشد.

۹-۲۴-۵-۲ وارفتگی بتن

برای قطعات بتن پیش‌تنیده که تحت فشار قرار دارند مقدار تغییرشکل نسبی حاصل از وارفتگی بتن $\varepsilon_{cc}(t)$ از رابطه (۹-۲۴-۵) تعیین می‌شود:

$$\varepsilon_{cc}\left(t\right) = \phi.\varepsilon_{ci}.f\ \left(t\right) \qquad (۵-۲۴-۹)$$

در این رابطه مقدار ε_{ci} از رابطه (۹-۲۴-۶) محاسبه می‌شود:

$$\varepsilon_{ci} = \frac{f_{cl}}{E_{ci}} \qquad (۹-۲۴-۶)$$

ضرایب ϕ بین ۱/۵ تا ۲/۵ تغییر می‌کند. این ضریب از رابطه (۹-۲۴-۷) بدست می‌آید:

$$\phi = \left(۳/۶ - ۲/۴RH^{۲}\right)\left(\frac{۵۰۰ + ۰/۳e}{۴۰۰ + e}\right) \times \frac{W}{۵۰۰}\left(۱ + ۳\frac{W}{C}\right)\left(۱/۷۲ - \log_{۱۰}\sqrt{t_{۰}}\right) \qquad (۹-۲۴-۷)$$

مقدار $f(t)$ در رابطه (۹-۲۴-۵) از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$f\ (t) = \frac{\sqrt{t}}{\sqrt{t} + ۰/۱۶\sqrt{r_m}} \qquad (۹-۲۴-۸)$$

در این رابطه t زمان بر حسب روز می‌باشد و $f(t)$ مقاومت مشخصه در زمان t است.

۹-۲۴-۶ فولاد پیش‌تنیدگی

یک یا چند سیم، میله و سیم‌های بافته شده یا دسته سیم‌های بافته شده فولادی با مقاومت کششی بسیار زیاد که در قطعه یا ساختمان‌های بتنی به حالت کشیده شده قرار داده می‌شوند و در ساختمان بتنی که مانع برگشت آنها به حالت اولیه می‌شود، تنش ایجاد می‌کند. مقاومت گسیختگی تضمین شده انواع فولادهای پیش‌تنیدگی بشرح زیر باید بین ۱۲۰۰ تا ۲۲۰۰ نیوتن بر میلی‌متر مربع باشد. انواع مختلف فولاد پیش‌تنیدگی به شرح زیر است:

الف) سیم بدون پوشش تنش‌زدایی شده

ب) رشته متشکل از هفت سیم بدون پوشش تنش‌زدایی شده

پ) میله فولادی پر مقاومت بدون پوشش

فولاد پیش تنیدگی می‌تواند با وادادگی کم یا معمولی باشد.

۹-۲۴-۶-۱ نیروی پیش تنیدگی

نیروهای پیش‌تنیدگی در طول کابل و طی زمان متغیر می‌باشند. این نیروها براساس مقدار کشش در محل گیره‌ها f_{pi} در زمان جک زدن تخمین زده می‌شوند. بطور کلی اختلاف بین نیروهای کششی اولیه f_{pi} و نیروی کششی موجود در مقطعی از کابل در یک زمان مشخص را اتلاف پیش‌تنیدگی می‌نامند.

۹-۲۴-۶-۲ مقادیر حداکثر کشش در کابل‌ها

حداکثر مقادیر کشش در کابل‌ها در قطعات پیش تنیده به شرح زیر است.

الف) در زمان جک زدن $f_{pi} = ۰/۸ f_{pu}$

ب) پس از افت‌های کوتاه مدت $f_{p} = ۰/۷۵ f_{pu}$

پ) پس از کلیه افت‌ها $f_{pe} = ۰/۶۵ f_{pu}$

۹-۲۴-۶-۳ اتلاف‌های کوتاه مدت

۹-۲۴-۶-۳-۱ اتلاف ناشی از اصطکاک بین کابل و غلاف

اتلاف اصطکاک در فولاد پس کشیده باید براساس ضرایب انحنا و اعوجاج بدست آمده از آزمایش تعیین شود و ضمن عملیات کشش مورد کنترل و تایید قرار گیرد. مقادیر فرض شده برای این ضرایب در طراحی، حداقل و حداکثر نیروی جک زدن و ازدیاد طول کابل را باید روی نقشه‌های اجرایی قید کرد. مقدار اتلاف ناشی از اصطکاک از رابطه (۹-۲۴-۹) محاسبه می‌شود:

$$\Delta_t = f_{pi}\left(۱ - e^{-(kx+\mu\alpha_1)}\right) \qquad (۹-۲۴-۹)$$

در این رابطه x فاصله مقطع مورد نظر از محل جک زدن است.

هر گاه اطلاعات تجربی کافی از مقادیر k و μ وجود نداشته باشد، می‌بایست از مقادیر زیر استفاده کرد:

$$k = ۳ \times ۱۰^{-۶} (۱/mm)$$

$$\mu = ۰/۲۵ (۱/\text{rad})$$

۹-۲۴-۶-۳-۲ اتلاف کشش در محل گیره

اتلاف کشش در محل گیره که ممکن است ناشی از لغزش آرماتور پیش‌تنیدگی نسبت به گیره یا فرورفتگی و تغییرشکل گیره باشد، اتلاف ناشی از فرورفتگی نامیده می‌شود. لغزش کابل توسط اصطکاک (تغییر جهت داده) در طول معینی از آن مستهلک می‌شود. چنانچه نمودار کشش در کابل، قبل و بعد از خفت انداختن آن قرینه باشد و مقدار فرورفتگی توسط کارخانه سازنده گیره δ تعیین شده باشد، مجموع کاهش طول‌های جزئی در طول ℓ از کابل، برابر δ است و از رابطه (۹-۲۴-۱۰) تعیین می‌شود:

$$\delta = \int_{.}^{\ell} \frac{\Delta_{۲}(x)}{E_P} dx = \frac{۱}{E_P} \int_{.}^{\ell} \Delta_{۲}(x)\, dx \longrightarrow E_P \delta = \int_{.}^{\ell} \Delta_{۲}(x)\, dx \qquad (۹-۲۴-۱۰)$$

مقدار انتگرال فوق برابر سطح بین نمودار کشش کابل و نمودار قرینه آن است.

۹-۲۴-۶-۳-۳ اتلاف ناشی از کوتاه شدن الاستیک بتن

اتلاف ناشی از تغییر شکل نسبی الاستیک بتن که کوتاه شدن عضو در اثر اعمال نیروهای ناشی از پیش‌تنیدگی می‌باشد، در اعضای پس‌کشیده و پیش‌کشیده از روابط زیر تعیین می‌شود.

مقدار این اتلاف برای اعضای پس کشیده از رابطه (۹-۲۴-۱۱) به دست می‌آید:

$$\Delta_{۳} = \frac{۱}{۲} \frac{E_P}{E_{ci}} f_{cg} \qquad (۹-۲۴-۱۱)$$

و برای اعضای پیش‌کشیده از رابطه (۹-۲۴-۱۲) تعیین می‌گردد.

$$\Delta_{۳} = \frac{E_P}{E_{ci}} f_{cg} \qquad (۹-۲۴-۱۲)$$

در این روابط f_{cg}، تنش ناشی از نیروی پیش تنیدگی اولیه در مرکز ثقل عضو است.

۹-۲۴-۶-۴ اتلاف دراز مدت

برای محاسبه سایر اتلاف‌های پیش تنیدگی باید اطلاعات کافی از مشخصات مصالح مصرفی، روش‌های عمل آوردن، شرایط محیطی و جزئیات سازه‌ای در دست داشت. روش تقریبی برای محاسبه این اتلاف‌ها به شرح زیر است.

۹-۲۴-۶-۴-۱ اتلاف ناشی از جمع‌شدگی بتن

مقدار این اتلاف با توجه به آنچه در بند ۹-۲۴-۵-۱ گفته شد، از رابطه (۹-۲۴-۱۳) تعیین می‌شود:

$$\Delta_{۴} = E_P . \varepsilon_{cs} \qquad (۹-۲۴-۱۳)$$

۹-۲۴-۶-۴-۲ اتلاف نهایی ناشی از وارفتگی بتن

مقدار این اتلاف با توجه به بند ۹-۲۴-۵-۲ از رابطه (۹-۲۴-۱۴) تعیین می‌شود:

$$\Delta_{۵} = E_P . \varepsilon_{ccg} \qquad (۹-۲۴-۱۴)$$

در این رابطه ε_{ccg}، میزان وارفتگی بتن در مرکز سطح کابل‌ها تحت اثر بارهای دائمی و نیروی پیش تنیدگی است.

۹-۲۴-۶-۴-۳ اتلاف ناشی از وادادگی فولاد پیش‌تنیدگی

مقدار اتلاف ناشی از وادادگی فولاد پیش‌تنیدگی که در حقیقت کاهش کشش کابل در اثر تغییرشکل‌های تابع زمان می‌باشد، از رابطه (۹-۲۴-۱۵) محاسبه می‌شود:

$$\Delta_{۶} = f_p \frac{\log t}{۱۰} \left(\frac{f_p}{f_{pu}} - ۰/۵۵ \right) \qquad (۹-۲۴-۱۵)$$

در این رابطه t، زمان سپری شده پس از کشیدن فولاد بر حسب ساعت می‌باشد و f_p، تنش پیش‌تنیدگی پس از اتلاف‌های کوتاه مدت است که از رابطه (۹-۲۴-۱۶) به دست می‌آید:

$$f_p = f_{pi} - \left(\Delta_{۱} + \Delta_{۲} + \Delta_{۳} \right) \qquad (۹-۲۴-۱۶)$$

در فولاد با وادادگی کم بجای عدد ۱۰ در مخرج کسر، عدد ۴۵ قرار داده شود. برای در نظر گرفتن اثر متقابل اتلاف‌های درازمدت، $\frac{۵}{۶}$ مقدار محاسباتی $\Delta_۶$ ملاک عمل قرار می‌گیرد.

۹-۲۴-۶-۵ مجموع اتلاف‌های پیش‌تنیدگی

مجموع اتلاف‌های پیش‌تنیدگی Δ برای اعضای پس‌کشیده از رابطه (۹-۲۴-۱۷) بدست می‌آید:

$$\Delta = \Delta_۱ + \Delta_۲ + \Delta_۳ + \Delta_۴ + \Delta_۵ + \frac{۵}{۶} \times \Delta_۶ \qquad (۹-۲۴-۱۷)$$

مجموع اتلاف‌های پیش‌تنیدگی Δ برای اعضای پیش‌کشیده از رابطه (۹-۲۴-۱۸) به دست می‌آید:

$$\Delta = \Delta_۳ + \Delta_۴ + \Delta_۵ + \frac{۵}{۶} \times \Delta_۶ \qquad (۹-۲۴-۱۸)$$

مقدار نیروی مؤثر نهایی پس از کاهش اتلاف‌های دراز مدت از رابطه (۹-۲۴-۱۹) بدست می‌آید:

$$f_{pe} = f_{pi} - \Delta \qquad (۹-۲۴-۱۹)$$

۹-۲۴-۷ حالت‌های حدی نهایی مقاومت

۹-۲۴-۷-۱ در اجزای خمشی با توجه به وجود نیروی محوری ناشی از پیش‌تنیدگی، نمودار اندرکنش P-M مربوط به ظرفیت نهایی مقطع باید ترسیم شود. در این حالت هر نقطه‌ای نشان‌دهنده یک حالت بارگذاری (اندیسSu) بوده و باید در داخل نمودار ظرفیت نهایی قرار گیرد.

۹-۲۴-۷-۲ محدودیت تغییر شکل

در قطعات بتن پیش‌تنیده شده تغییرشکل نهایی بتن به میزان ۰/۰۰۳۵، تغییر شکل نهایی فولاد معمولی به ۰/۰۱، افزایش تغییر شکل فولاد پیش‌تنیدگی از نقطه بازگشت به صفر و تغییر شکل نسبی بتن در مرکز سطح کابل به ۰/۰۱ محدود می‌شود. تغییر شکل نسبی نهایی فولاد پیش‌تنیدگی از رابطه (۹-۲۴-۲۰) به دست می‌آید:

$$\varepsilon = \varepsilon_p + \varepsilon_p^{'} + \varepsilon_p^{''} \qquad (۹-۲۴-۲۰)$$

در این رابطه مقدار ε_p، از رابطه (۹-۲۴-۲۱) به دست می‌آید:

$$\varepsilon_p = \frac{f_p}{E_p} \qquad (۹-۲۴-۲۱)$$

مقدار $\varepsilon_p^{'}$ نیز با استفاده از رابطه (۹-۲۴-۲۲) تعیین می‌گردد:

$$\varepsilon_p^{'} = \frac{f_{cg}}{E_{ci}} \qquad (۹-۲۴-۲۲)$$

در کابل‌های غیر چسبیده تغییر شکل نسبی فولاد پیش‌تنیدگی، در اثر اعمال بارهای مرده و زنده که بعد از عملیات کشش کابل وارد می‌شوند، از کرنش بتن تبعیت نمی‌کند و تغییری در آن ایجاد نمی‌شود، در نتیجه $\varepsilon_p^{'}$ و $\varepsilon_p^{''}$ صفر است.

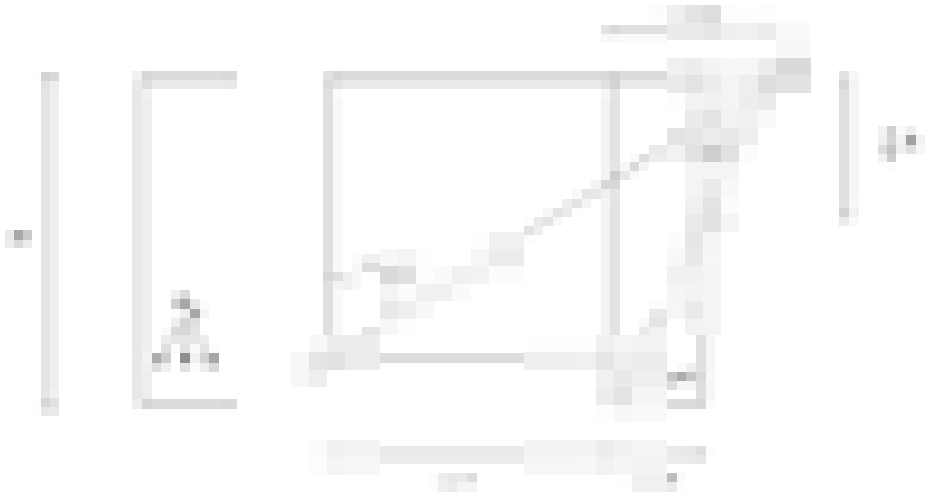
۹-۲۴-۷-۳ نمودارهای تغییرشکل در حالت حدی نهائی

در حالت حدی نهائی، نمودار تغییرشکل نسبی به صورت یک خط مستقیم است که از یکی از نقاط حدی تغییر شکل بشرح زیر می‌گذرد،

در ناحیه ۱، نمودار تغییرشکل از نقطه A، با افزایش طول نسبی ۱٪ (در مرکز سطح دورترین آرماتورها) می‌گذرد.

در ناحیه ۲، نمودار تغییرشکل از نقطه B، که نقطه با کاهش طول نسبی ۰/۰۰۳۵ در فشرده‌ترین تار بتن است، می‌گذرد.

در ناحیه ۳، نمودار تغییرشکل از نقطه C، که متناظر با کاهش طول نسبی ۰/۰۰۲ در بتن و در فاصله $\frac{۳}{۷}h$ از بالاترین تار فشاری است، می‌گذرد.



شکل ۹-۲۴-۱ نمودار تغییرشکل در حالت حدی نهایی

۹-۲۴-۷-۴ تنش‌های محاسباتی $\frac{۳}{۷}$

برای تعیین تنش حد تسلیم فولاد پیش‌تنیدگی باید از نمودارهای الاستو پلاستیک استفاده نمود. برای تعیین تنش حد تسلیم نهایی فولاد پیش‌تنیدگی، ضریب ایمنی جزئی مقاومت آرماتور پیش‌تنیده باید مطابق رابطه (۹-۲۴-۲۳) در تنش حد تسلیم اثر داده شود.

$$f_{pyd} = \phi_p \times f_{py} \qquad (۲۳-۲۴-۹)$$

که در آن ϕ_p =۰/۹ می‌باشد. برای بدست آوردن f_{py}، تغییرشکل نسبی نهایی فولاد پیش‌تنیدگی باید براساس بند ۹-۲۴-۷-۲ تعیین گردد.

۹-۲۴-۸ کنترل پایداری قطعات بتن پیش‌تنیده

در قطعات بتن پیش‌تنیده که تحت بار فشاری قرار دارند، حالت حد پایداری (کمانش) باید بررسی شود.

۹-۲۴-۹ حالت حدی بهره‌برداری

تمامی قطعات بتن پیش‌تنیده باید در حالت حدی بهره‌برداری کنترل شوند، این بررسی شامل ارزیابی مقدار تنش فشاری، محدودیت تغییر شکل و تنش کششی است و باید براساس مشخصات مقطع مؤثر انجام گیرد.

۹-۲۴-۹-۱ مقطع مؤثر (خالص)

مقطع مؤثر پس ازکسر سطح مقطع سوراخ‌های تعبیه شده برای کابل‌ها از سطح مقطع کل بدست می‌آید. مشخصات این مقاطع برای تعیین تنش‌های مربوط به بارهایی که قبل از تزریق غلاف کابل‌ها بر ساختمان اعمال می‌شوند ملاک عمل قرار می‌گیرند.

۹-۲۴-۹-۲ مقطع همگن

بعد از تزریق فضای خالی اطراف کابل‌ها، سطح مقطع همگن باید با استفاده از رابطه (۹-۲۴-۲۴) تعیین گردد.

$$A_n = \left(A_g - A_P\right) + nA_P \qquad (۹-۲۴-۲۴)$$

در این رابطه n از رابطه (۹-۲۴-۲۵) بدست می‌آید:

$$n = \frac{E_p}{E_c} \qquad (۹-۲۴-۲۵)$$

۹-۲۴-۹-۳ بارگذاری

در محاسبات حالت حدی بهره‌برداری باید از ترکیبات بارگذاری مندرج در جدول ۹-۱۳-۲ که در آن ضرایب ایمنی جزئی بارها γ_f و آثار پیش تنیدگی γ_p برابر واحد در نظر گرفته می‌شود، استفاده شود.

۹-۲۴-۹-۴ ضوابط تعیین تنش‌های حدی

۹-۲۴-۹-۴-۱ کنترل تنش در حالت اجرا

این کنترل با فرض مشخصات مقطع مؤثر انجام می‌گیرد. در این حالت علاوه بر بارهای دائمی، اثر نیروی پیش‌تنیدگی با در نظر گرفتن اتلاف‌های کوتاه مدت و سربارهای کارگاهی منظور می‌گردند.

۹-۲۴-۹-۴-۲ کنترل تنش در حالت بهره‌برداری

این کنترل با فرض مشخصات مقطع همگن انجام می‌شود. در این حالت تنش‌های حداقل و حداکثر با فرض اعمال یا عدم اعمال سربار بهره برداری و نیروهای پیش‌تنیدگی با اتلاف‌های کوتاه مدت یا بلند مدت بررسی می‌گردد.

۹-۲۴-۹-۵ کنترل تنش‌های حدی

به منظور عدم ایجاد ترک‌های فشاری موازی و عدم تشدید وارفتگی بتن، مقدار تنش فشاری حداکثر در بتن به مقادیر زیر محدود می‌شود.

الف) حد تنش تحت شرایط اجرائی، f_{ci} ۰/۶

ب) حد تنش تحت شرایط بهره‌برداری ، f_c ۰/۶

پ) حد تنش تحت بار های دائمی در دوره بهره‌برداری ، f_c ۰/۵

حداکثر تنش کششی در ساختمان‌های حساس به ترک خوردن یا درزهای بین قطعات پیش‌ساخته که از آنها میلگرد نمی‌گذرد معادل صفر و در حالت‌های دیگر باید به میزان ۰/۶ مقاومت مشخصه کششی بتن که از رابطه زیر تعیین می‌شود، محدود گردد.

$$f_t = ۰/۶\sqrt{f_c} \qquad (۹-۲۴-۲۶)$$

۹-۲۴-۹-۶ حداقل آرماتورهای غیرپیش‌تنیده طولی

در قسمت‌هایی از مقطع که بتن تحت کشش قرار می‌گیرد، مقدار آرماتورهای طولی غیرپیش‌تنیده جداره از رابطه (۹-۲۴-۲۷) به دست می‌آید:

$$A_s = ۰/۰۰۱B_t + \frac{N_{Bt}}{f_{t۱}} \times \frac{f_t}{f_y} \qquad (۹-۲۴-۲۷)$$

۹-۲۴-۱۰ طراحی برشی

ضوابط این بخش باید برای طراحی قطعات پیش‌تنیده تحت اثر برش یا پیچش و یا اثر توام آنها در حالت حد نهایی مقاومت رعایت شود.

۹-۲۴-۱۰-۱ حالت حدی نهایی مقاومت در برش

در مقاطع پیش‌تنیده، کنترل حالت حدی مقاومت در برش باید براساس رابطه (۹-۲۴-۲۸) صورت گیرد:

$$V_u < V_r \qquad (۹-۲۴-۲۸)$$

در این رابطه V_u مقدار نیروی برشی موجود مقطع است که از تحلیل ساختمان تحت ترکیب بارهای نهایی حاصل می‌شود. در مورد تیرهای با مقطع متغیر می‌توان اثر اصلاحی مربوط به شیب بال تیرها را نیز اعمال نمود.

کلیه مقاطعی که در فاصله کمتر از d از بر تکیه گاه قرار دارند را می‌توان برای مقدار برش V_u در مقطع به فاصله d طراحی کرد. اگر بار متمرکزی با فاصله a از بر تکیه گاه اعمال شده و $a<d$ باشد نیروی برشی حاصل از این بار در نسبت $\frac{a}{2d}$ ضرب خواهد شد.

در مورد تیرهای یکسره نیروی برشی حاصل از عکس‌العمل تامین نیروی پیش‌تنیدگی نیز باید در محاسبه V_u منظور گردد.

۹-۲۴-۱۰-۲ نیروی برشی مقاوم مقطع

نیروی برشی مقاوم مقطع با استفاده از رابطه (۹-۲۴-۲۹) حاصل می‌شود:

$$V_r = V_c + V_s + V_{sp} \qquad (۹-۲۴-۲۹)$$

۹-۲۴-۱۰-۲-۱ مقاومت برشی تامین شده توسط بتن

مقدار مقاومت برشی تامین شده توسط بتن از رابطه (۹-۲۴-۳۰) تعیین می‌شود:

$$V_c = v_c \left(۱ + \frac{P}{۱۲A_g} \right) b_w d \qquad (۹-۲۴-۳۰)$$

در این رابطه v_c با استفاده از رابطه (۹-۱۵-۴) محاسبه می‌شود:

در رابطه (۹-۲۴-۳۰)، P نیروی پیش تنیدگی می‌باشد و b_w ضخامت مؤثر جان، معادل ضخامت کل منهای ضخامت یک قطر غلاف است.

۹-۲۴-۱۰-۲-۲ در تمام تیرهای پیش‌تنیده، باید آرماتور برشی با قلاب‌های مناسب و با زاویه α نسبت به تار میانی تعبیه شود. زاویه α بین ۴۵ تا ۹۰ درجه می‌باشد. اگر A_v سطح مقطع کل شاخه‌های آرماتورهای برشی و s فاصله این آرماتورها باشد، برش مقاوم آرماتورهای برشی از رابطه (۹-۲۴-۳۱) محاسبه می‌شود:

$$V_s = \frac{\phi_s A_v f_y \left(\cot\ \theta + \cot\ \alpha \right)}{s} \qquad (۹-۲۴-۳۱)$$

۹-۲۴-۱۰-۲-۳ همچنین حداقل مقطع آرماتور برشی از رابطه (۹-۱۵-۱۳) بدست می‌آید.

در رابطه (۹-۲۴-۳۱) مقدار زاویه θ متناسب با تنش‌های ایجاد شده در مقطع از رابطه (۹-۲۴-۳۲) به دست می‌آید و مقدار حداقل آن معادل ۲۵ درجه می‌باشد.

$$\theta = \frac{۱}{۲} Arc\ \tan \frac{۲v_u}{f_x - f_y} \qquad (۹-۲۴-۳۲)$$

در این رابطه f_x و f_y تنش‌های نهایی ناشی از پیش‌تنیدگی افقی و قائم و v_u تنش برشی نهایی در مقطع می‌باشد.

۹-۲۴-۱۰-۲-۴ مقاومت تامین شده توسط آرماتور برشی پیش‌تنیدگی

وقتی که برای تامین نیروی برشی مقاوم مقطع تیرها از آرماتور برشی پیش‌تنیده با زاویه α' نسبت به تار میانی استفاده شود و A_v' و s' بترتیب سطح مقطع و فاصله این آرماتورها باشد، برش مقاوم آرماتورهای برشی پیش‌تنیده از رابطه (۹-۲۴-۳۳) محاسبه می‌شود:

$$V_{sp} = \frac{A_v' \phi_p f_p \left(\cot\ \theta + \cot\ \alpha'\right) \sin \alpha'}{s'} \qquad (۹-۲۴-۳۳)$$

۹-۲۴-۱۰-۲-۵ در شرایط توأم از آرماتورهای برشی پیش‌تنیده و معمولی، سطح مقطع آرماتورهای برشی باید در رابطه (۹-۲۴-۳۴) صدق نماید:

$$\frac{A_v}{\left(\frac{b \times s}{f_y}\right)} + \frac{F_{v'}}{b \times s'} \geq ۰/۶\ MPa \qquad (۹-۲۴-۳۴)$$

در این رابطه $F_{v'}$ آرماتورهای برشی پیش‌تنیده می‌باشد.

۹-۲۴-۱۰-۳ کنترل فشار در جان تیرها

برای جلوگیری از بروزگسیختگی موضعی در اثر فشار حاصل از برش در جان تیرها باید مقدار تنش فشاری موجود در رابطه (۹-۲۴-۳۵) صدق نماید:

$$f_{cl} < f_{c\ell} \qquad (۹-۲۴-۳۵)$$

مقدار تنش فشاری موجود در بتن، f_{cl}، از رابطه (۹-۲۴-۳۶) تعیین می‌شود:

$$f_{cl} = f_{cl۱} + f_{cl۲} \qquad (۹-۲۴-۳۶)$$

$$f_{cl۱} = \frac{P_h}{b_w z} \sqrt{\frac{c_v^{۲} + z^{۲}}{c_v^{۲}}} \qquad (۹-۲۴-۳۷)$$

$$f_{cl۲} = \frac{V_{ue}}{b_w \times z \times \sin^{۲}\theta \times (\cot\theta + \cot\alpha)} \qquad (۹-۲۴-۳۸)$$

در این رابطه مقدار z معادل ۰/۹h و b_w عرض خالص جان که از تفاضل قطر سوراخ‌ها از عرض جان حاصل می‌شود، در نظر گرفته می‌شود.

مقدار تنش فشاری باید به مقدار حاصل از رابطه (۹-۲۴-۳۹) محدود گردد:

$$f_{c\ell} = \beta f_c \qquad (۳۹-۲۴-۹)$$

در این رابطه β در صورتی که جان تیر ترک‌خورده نباشد از رابطه (۹-۲۴-۴۰) محاسبه می‌شود:

$$\beta = \left(۰/۵ + \frac{۱/۲۵}{\sqrt{f_c}} \right) \qquad (۴۰-۲۴-۹)$$

در صورتی که جان تیر ترک‌خورده باشد ضریب β در ۰/۶۵ ضرب و در مورد جان ترک‌خورده با آرماتور برشی این ضریب در ۰/۸ ضرب می‌شود.

۹-۲۴-۱۱ پیچش

پیچش در مقاطع بتن پیش‌تنیده در اثر عوامل مختلف از جمله بارهای خارج از محور موثر بر نیروهای مستقیم و یا در تیرهای خمیده تحت شرایط مختلف بارگذاری ایجاد می‌شود. کنترل مقاطع در برابر پیچش در حالت حد نهایی انجام می‌شود.

۹-۲۴-۱۱-۱ تنش برشی

در مقاطع تحت برش و پیچش، مقدار تنش برشی نهایی ایجاد شده در مقاطع باید از رابطه (۹-۲۴-۴۱) تعیین شود:

$$v_u = v_{vu} + v_{tu} \qquad (۴۱-۲۴-۹)$$

مقدار زاویه نوارهای مورب فشاری براساس مقدار v_u از رابطه (۹-۲۴-۴۱) محاسبه می‌شود.

۹-۲۴-۱۱-۲ نیروی مقاوم تامین شده توسط آرماتورهای پیچشی

آرماتورهای پیچشی مورد نیاز شامل آرماتورهای برشی و طولی معمولی و پیش‌تنیده می‌باشند.

۹-۲۴-۱۱-۲-۱ آرماتورهای برشی

مقاومت تامین شده توسط آرماتورهای برشی باید بیش از تنش‌های برشی ناشی از نیروی برشی و لنگر پیچشی باشد. نیروی مقاوم آرماتورهای برشی معمولی و پیش‌تنیده باید از رابطه (۹-۲۴-۴۲) تعیین شود:

$$V_r = \frac{\phi_s A_{st} f_y}{s_t}\left(\cot\ \theta + \cot\ \alpha_t\right)\sin\alpha_t + \frac{F_{vt}}{s_t^{'}}\left(\cot\ \theta + \cot\ \alpha_t^{'}\right)\sin\alpha_t^{'} \qquad (۹-۲۴-۴۲)$$

در این رابطه F_{vt} نیروی فشاری آرماتور قائم پیش‌تنیدگی می‌باشد.

۹-۲۴-۱۱-۲-۲ آرماتور طولی

فولادهای طولی پیچشی باید برای کشش طولی ناشی از پیچش با در نظر گرفتن فشار ناشی از پیش تنیدگی طولی به طور جداگانه طراحی گردد.

۹-۲۴-۱۲ کنترل مقاومت در پشت گیره‌ها و خفت انداختن سیم‌ها

وقتی کابل‌ها در مقطعی از یک قطعه منشوری قطع می‌شوند، چون اصل Saint Venant در ناحیه نزدیک محل قطع معتبر نمی‌باشد، پخش تنش‌ها مطابق قوانین مقاومت مصالح انجام نمی‌گیرد و این وضعیت تا فاصله ℓ (بزرگترین بعد مقطع منشوری) از مقطع قطع کابل وجود دارد.

این منطقه از بتن که انتهای کابل‌های پیش‌کشیده یا پس‌کشیده را احاطه می‌کند، بلوک انتهایی، بلوک مهاری یا منطقه پشت گیره‌ها می‌نامند. در این منطقه بتن تحت تنش‌های بزرگ کششی و فشاری قرار دارد. محدوده این منطقه از انتهای کابل‌ها شروع و تا مقطعی از عضو که در آن پخش تنش‌ها خطی فرض می‌شود، ادامه می‌یابد. در نتیجه باید تدابیری اتخاذ نمود که احتمال ظهور ترک در این منطقه به حداقل برسد و بعلاوه با آرماتوربندی مناسب عرض ترک‌های احتمالی محدود گردد. درجه احتمال ظهور ترک‌ها بستگی به مقاومت و توپر بودن بتن در این منطقه و به خصوص ناحیه پشت‌گیره‌ها دارد. ابعاد و مقاومت بتن و آرماتوربندی ناحیه پشت‌گیره‌ها باید مطابق با دستورالعمل‌های سازنده گیره‌ها باشد.

۹-۲۴-۱۲-۱ کنترل مقاومت بلوک‌های انتهایی

الف) پخش تنش در ناحیه پشت گیره‌ها طبیعت سه بعدی دارد، ولی برای سادگی می‌توان کنترل‌ها را در دو صفحه عمود بر هم و منطبق بر محورهای اصلی اینرسی مقطع انجام داد.

ب) در ناحیه اولین پخش تنش‌ها یعنی در درون بزرگترین منشور مجازی هم‌مرکزی که به هر یک از گیره‌ها می‌توان مربوط کرد و در صفحه پخش مورد نظر، تنش‌های عرضی بوجود می‌آید. برای مقاومت در برابر نیروهایی که موجب پکاندن اطراف گیره منفرد می‌شوند باید به دستورالعمل‌های سازنده گیره در مورد فاصله گیره‌ها از هم و از لبه‌های آزاد قطعه و نیز مقاومت بتن و آرماتوربندی ناحیه پشت گیره توجه نمود.

پ) پوسته شدن بتن از سطح اطراف گیره‌ها

در وجه بارگذاری شده بلوک انتهایی به ویژه در مواردی که گیره‌ها نیز بسیار نامتقارن تعبیه شده‌اند، نیروهای کششی که باعث پوسته شدن بتن در وجه بارگذاری شده می‌شود، از حد تحمل بتن فراتر رفته و باید آرماتوربندی مناسب پیش‌بینی نمود. بدین منظور در نزدیکترین فاصله ممکن از سطح آزاد قطعه، باید یک شبکه آرماتور متقاطع قرار داد که قادر به تحمل نیروی کششی معادل چهار درصد کل نیروی پیش تنیدگی باشد.

ت) تعادل کلی بلوک انتهایی

در بررسی این تعادل و نیز موارد بندهای (ب) و (پ) باید توجه ویژه به عواملی مانند عوامل زیر مبذول داشت:

۱- شکل، ابعاد و موقعیت صفحات گیره نسبت به مقطع عرضی بلوک انتهایی.

۲- شدت نیروهای پیش‌تنیدگی و ترتیب عملیات پیش‌تنیدگی.

۳- شکل بلوک انتهایی نسبت به شکل کلی عضو.

۴- موقعیت گیره‌ها شامل عدم تقارن، آثار گروهی و فاصله از لبه‌ها.

۵- تاثیر عکس‌العمل تکیه‌گاه.

۶- نیروی ناشی از انحنا یا واگرایی کابل‌ها.

۹-۲۴-۱۲-۱-۱ ضوابط این بند در خصوص صفحات گیره گرد، مربع و مستطیلی است که به صورت متقارن در وجه انتهایی مربع یا مسطیلی یک عضو پس‌کشیده قرار داده شده‌اند. نیروهای کششی

که در بلوک‌های انتهایی یا مناطق انتهایی عناصر پس کشیده یا کابل چسبیده باعث ترکیدن بتن می‌شود باید بر مبنای نیروی جک زدن کابل تخمین زده شود. نیروی کششی پکاننده (F_{bst}) موجود در یک بلوک انتهایی مربع شکل منفرد که بطور متقارن تحت نیروی یک گیره مربع شکل قرار می‌گیرد از رابطه (۹-۲۴-۴۳) محاسبه می‌شود:

$$F_{bst} = \left(۰/۳۲ - ۰/۳ \frac{Y_{po}}{Y_o} \right) P_k \qquad (۹-۲۴-۴۳)$$

در این رابطه Y_o ، عرض بلوک انتهایی و Y_{po}، عرض سطح تحت فشار می‌باشد.

نیروی کششی پکاننده در محدوده‌ای به فاصله ۰/۱ تا یک برابر عرض بلوک انتهایی از وجه انتهایی بوجود می‌آید. مقاومت طراحی آرماتورهایی که برای تحمل این نیروی کششی قرار داده می‌شود معادل $\phi_s f_y$ اختیار می‌شود، مگر آنکه پوشش آرماتور کمتر از ۵۰ میلی‌متر باشد که در این صورت تنش کششی در آرماتور به $۲۰۰ N/mm^۲$ محدود می‌گردد. در بلوک‌های انتهایی مستطیلی شکل، نیروی کششی پکاننده در هر یک از دو جهت اصلی بطور جداگانه، براساس رابطه (۹-۲۴-۴۳) تعیین می‌شود.

۹-۲۴-۱۲-۱-۲ برای گیره‌های گرد، یک سطح مربع شکل معادل معیار محاسبه می‌باشد. در بلوک انتهایی که چند گیره تعبیه شده است باید آن را به منشورهایی که بطور متقارن بارگذاری شده‌اند تقسیم نمود و هر منشور را به روش قبل مورد بررسی قرار داد. در این صورت آرماتوربندی بلوک انتهایی باید طوری باشد که انسجام گروه گیره‌ها تامین شود.

۹-۲۴-۱۲-۱-۳ در مورد بلوک‌های انتهایی که مقطع عرضی آنها با مقطع عرضی عضو متفاوت است. باید با مراجعه به مدارک فنی ارائه شده در این باره طراحی را انجام داد. در مواردی که گیره‌ها از انتهای آزاد یک قطعه شروع نمی‌شوند، نیروهای پیش‌تنیدگی نه تنها با ایجاد فشار در جلوی خود بلکه با ایجاد کشش در پشت سر خود نیز به قطعه بتنی منتقل می‌شوند، در این صورت فرض آنست که نیروی کششی در پشت سر گیره نصف نیروی پیش‌تنیدگی است.

مابه‌التفاوت این نیروی کششی و فشاری موجود در بتن پشت سر گیره‌ها باید به کمک آرماتورهای غیرپیش‌تنیده تحمل شود. طول این آرماتورها از هر طرف گیره باید برابر مجموع نصف طول انتقال نیروهای پیش‌تنیدگی در قطعه بعلاوه طول گیردار آرماتورها باشد.

آرماتورهای پشت گیره‌ها باید به شکل مارپیچ یا حلقه‌های بسته وتا نزدیک وجه‌های عضو پیش تنیده باشد.

۹-۲۴-۱۲-۱-۴ در مورد تیرهای پیش‌ساخته، که با روش پس‌کشیده ساخته می‌شوند آرماتورهای برشی باید در پاشنه تیر نیز قرار داده شود. مقدار آرماتورهای برشی موجود در طولی معادل $\frac{۱}{۴}$ برابر ارتفاع تیر از سر تیر باید به میزانی باشد که کششی برابر ۰/۰۴ کل نیروی پیش‌تنیدگی را در هر یک از دو جهت عرضی تحمل نماید. بعلاوه در طولی معادل ۱/۵ برابر ارتفاع تیر، آرماتورهای برشی به قطر ۱۰ میلی‌متر و به فاصله ۱۵۰ میلی‌متر باید کل سیم‌ها را احاطه نماید.

۹-۲۴-۱۳ جزئیات اجرایی

۹-۲۴-۱۳-۱ مسیر، محل قرارگیری و پوشش بتنی کابل در روش پس‌کشیده

در روش پس‌کشیدگی کابل‌ها داخل مجاری قرار می‌گیرند که معمولا به کمک لوله با غلاف ایجاد شده‌اند.

۹-۲۴-۱۳-۲ مسیر کابل‌ها

بطور کلی مسیر کابل‌ها باید شرایط زیر را دارا باشند:

الف) انحراف مجاری از مسیرهای مشخص شده روی نقشه‌ها، حداقل باشد.

ب) حداقل شعاع انحنای مجاری مطابق دستورالعمل‌های سیستم پیش‌تنیدگی رعایت شود و برای جذب آثار ناشی از انحنای کابل به ویژه نیروی احتمالی رانش در خلاء جزئیات طراحی مناسب تهیه گردد.

پ) در صورت فقدان دستورالعمل خاص سیستم پیش‌تنیدگی، حداقل طول قسمت مستقیم‌الخط مجاری در مجاورت گیره‌ها و قطعات اتصال‌دهنده ۵۰۰ میلی‌متر باشد.

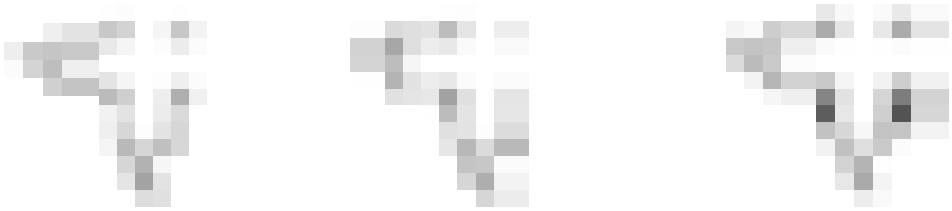
ت) نحوه تعبیه گیره‌ها طوری باشد که شرایط هندسی و مکانیکی مندرج در بند چهارم این بخش و دستورالعمل‌های سیستم پیش‌تنیدگی رعایت شوند، بعلاوه برای تامین نفوذناپذیری آب به محل گیره‌ها و قطعات اتصال‌دهنده، پوشاندن و غرق کردن آنها در بتن باید آسان باشد. در غیر این صورت باید تدابیر ویژه پیش‌بینی و روی نقشه‌های اجرایی قید گردد. قطعات اتصال دهنده باید در محل‌هایی قرار گیرند که مقاطع بتن پس از کسر قسمت اشغال شده توسط کوپلرها، در برابر خمش و برش مقاوم بمانند.

ث) هواکش‌های تزریق باید در محل‌های مناسب و به تعداد کافی پیش‌بینی و روی نقشه‌های اجرائی منعکس شود.

۹-۲۴-۱۳-۳ محل قرار گیری و پوشش بتنی کابل‌ها

۹-۲۴-۱۳-۳-۱ دسته کردن کابل

شرایط دسته کردن کابل‌ها با توجه به شکل (۹-۲۴-۲) به این شرح می‌باشد:



شکل ۹-۲۴-۲ دسته کردن کابل

الف) تعداد کابل‌ها در هر دسته کابل محدود است به:

برای ϕ <50mm: حداکثر ۶ عدد با رعایت حداکثر ۳ عدد در جهت قائم و دو عدد در جهت افقی

برای 50mm < ϕ<100mm: حداکثر ۲ عدد در جهت قائم

برای ϕ>100mm : یک عدد

ϕ قطر بیرونی غلاف است.

در شکل (۹-۲۴-۳) e_v و e_h به ترتیب فواصل آزاد عمودی و افقی کابل یا دسته کابل‌ها می‌باشد.

ب) غلاف‌ها هنگام بتن ریزی نباید نسبت به هم جابجا شوند.

ت) مقاومت غلاف برای تحمل نیروهایی که در اثر کشیدن کابل‌ها در سایر غلاف‌ها ایجاد شده، باید کافی باشد و تغییر شکلی بوجود نیاید که مخل عملیات تزریق شود.

ث) عملیات تزریق غلاف‌های یک دسته، تواما و هم‌زمان انجام شود. روش تزریق و مشخصات ملات آن باید مطابق با ضوابط مندرج آئین‌نامه‌ها یا استانداردهای معتبر کشور باشد.

قطرهای درونی و بیرونی غلاف بر حسب نوع غلاف و کابل در مدارک سیستم‌های پیش تنیده مشخص شده است.

۹-۲۴-۱۳-۳-۲ فاصله آزاد بین کابل‌ها

فاصله آزاد قائم بین کابل‌های منفرد با دسته کابل‌ها e_v، از هم نباید از قطر بیرونی غلاف ϕ کمتر باشد. حداقل فاصله آزاد افقی آنها e_h برای آرایش ○یا⊗ برابر با قطر بیرونی غلاف ϕ و برای سایر آرایش‌ها برابر با ۱/۵ برابر قطر بیرونی غلاف $1/5\phi$ در نظر گرفته شده و در هر حال این فواصل نباید از ۵۰ میلی‌متر کمتر باشد.

۹-۲۴-۱۳-۳-۳ فاصله کابل منفرد یا دسته کابل از جداره‌های خارجی بتن

حداقل پوشش بتن روی کابل یا دسته کابل باید برابر بزرگترین مقادیر زیر باشد:

- ۰/۷۵ a
- ۴۰ میلی‌متر
- ϕ

a بعد افقی مستطیل محاط بر غلاف یا دسته غلاف و ϕ قطر بیرونی غلاف است.

۹-۲۴-۱۳-۴ محل قرارگیری و پوشش بتنی آرماتورهای پیش‌تنیدگی در روش پیش‌کشیده

در روش پیش کشیده، آرماتورهای پیش‌تنیدگی را باید به صورت مجزا قرار داد. حداقل فاصله بین محور سیم‌ها یا سیم‌های بافته از هم ۳ برابر قطر آنها و حداقل پوشش بتن روی آنها ۴۰ میلی‌متر است.

۹-۲۴-۱۴ ضوابط مربوط به آرماتورهای معمولی

۹-۲۴-۱۴-۱ آرماتورهای جدار قطعه

در جداره‌های یک قطعه بتن پیش تنیده در جهت محور طولی قطعه باید حداقل ۰/۰۰۱ سطح مقطع قطعه یا ۳۰۰ میلی‌متر مربع در هر متر طول جدار، هر کدام بیشتر باشد، میلگرد حرارتی قرار داد. در جهت عمود بر محور طولی نیز در هر متر طول جدار باید ۲۰۰ میلی‌متر مربع میلگرد قرار داده شود. میلگردهای جدار باید یکنواخت پخش شوند و فاصله بین آنها از کوچکترین بعد قطعه یا ۳۰۰ میلی‌متر، هر کدام کمتر است، کوچکتر باشد.