

ضوابط عمومی طراحی سازه‌های آبی بتنی

نشریه شماره ۳۱۲

وزارت نیرو
سازمان مدیریت منابع آب ایران
دفتر استانداردها و معیارهای فنی
<http://www.wrm.or.ir/standard>

سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور
معاونت امور فنی
دفتر تدوین ضوابط و معیارهای فنی
<http://www.mporg.ir>

جمهوری اسلامی ایران
سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور

ضوابط عمومی طراحی سازه‌های آبی بتنی

نشریه شماره ۳۱۲

وزارت نیرو
شرکت مدیریت منابع آب ایران
دفتر استانداردها و معیارهای فنی

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

فهرست برگه

سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور. دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله
ضوابط عمومی طراحی سازه‌های آبی بتنی / معاونت امور فنی، دفتر امور فنی، تدوین
معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله؛ وزارت نیرو، شرکت مدیریت منابع آب ایران، دفتر
استانداردها و معیارهای فنی. - تهران: سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، معاونت امور اداری، مالی و
منابع انسانی، مرکز مدارک علمی، موزه و انتشارات، ۱۳۸۴.

۱۸۴ ص: جدول. - (سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور. دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش
خطرپذیری ناشی از زلزله؛ نشریه شماره ۳۱۲) (انتشارات سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور؛
۸۴/۰۰/۶۵)

ISBN 964-425-648-9

مربوط به بخشنامه شماره ۱۰۱/۵۳۵۲۶ مورخ ۱۳۸۴/۳/۲۹

کتابنامه: ص. ۱۷۴-۱۸۴

۱. سازه‌های بتنی - استانداردها. ۲. سازه‌های هیدرولیکی - استانداردها. الف. شرکت مدیریت منابع
آب ایران. دفتر استانداردها و معیارهای فنی. ب. سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور. مرکز مدارک
علمی، موزه و انتشارات. ج. عنوان. د. فروست.

۱۳۸۴ ش. ۳۱۲ / ۲۴ س / ۳۶۸ TA

ISBN 964-425-648-9

شابک ۹۶۴-۴۲۵-۶۴۸-۹

ضوابط عمومی طراحی سازه‌های آبی بتنی

ناشر: سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، معاونت امور اداری، مالی و منابع انسانی، مرکز مدارک

علمی، موزه و انتشارات

چاپ اول، ۱۰۰۰ نسخه

قیمت: ۲۰۰۰۰ ریال

تاریخ انتشار: سال ۱۳۸۴

لیتوگرافی: قاسملو

چاپ و صحافی: تک گل

همه حقوق برای ناشر محفوظ است.



بسمه تعالی

ریاست جمهوری
سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور
رئیس سازمان

شماره :	بخشنامه به دستگاه‌های اجرایی ، مهندسان مشاور و پیمانکاران
تاریخ :	
موضوع :	
ضوابط عمومی طراحی سازه‌های آبی بتنی	
<p>به استناد این‌نامه استانداردهای اجرایی طرح‌های عمرانی ، موضوع ماده ۲۳ قانون برنامه و بودجه و در چهارچوب نظام فنی و اجرایی طرح‌های عمرانی کشور (مصوبه شماره ۲۴۵۲۵/ت/۱۴۸۹۸هـ.، مورخ ۱۳۷۵/۴/۴ هیأت محترم وزیران) به پیوست نشریه شماره ۳۱۲ دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله این سازمان ، با عنوان «ضوابط عمومی طراحی سازه‌های آبی بتنی» از نوع گروه سوم ، ابلاغ می‌گردد .</p> <p>دستگاه‌های اجرایی ، مهندسان مشاور ، پیمانکاران و عوامل دیگر می‌توانند از این نشریه به عنوان راهنما استفاده نمایند و در صورتی که روش‌ها ، دستورالعمل‌ها و راهنماهای بهتری در اختیار داشته باشند ، رعایت مفاد این نشریه الزامی نیست .</p> <p>عوامل یاد شده باید نسخه‌ای از دستورالعمل‌ها ، روش‌ها و یا راهنمایی‌های جایگزین را برای دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله این سازمان ، ارسال دارند .</p>	
<p>حمید شرکاء معاون رئیس جمهور و رئیس سازمان</p>	

اصلاح مدارک فنی

خواننده گرامی :

دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور با استفاده از نظر کارشناسان برجسته مبادرت به تهیه این دستورالعمل نموده و آنرا برای استفاده به جامعه مهندسی کشور عرضه نموده است. با وجود تلاش فراوان، این اثر مصون از ایرادهایی نظیر غلطهای مفهومی، فنی، ابهام، ابهام و اشکالات موضوعی نیست.

از این رو، از شما خواننده گرامی صمیمانه تقاضا دارد در صورت مشاهده هرگونه ایراد و اشکال فنی مراتب را بصورت زیر گزارش فرمایید :

۱- شماره بند و صفحه موضوع مورد نظر را مشخص کنید.

۲- ایراد مورد نظر را بصورت خلاصه بیان دارید.

۳- در صورت امکان متن اصلاح شده را برای جایگزینی ارسال نمایید.

۴- نشانی خود را برای تماس احتمالی ذکر فرمایید.

کارشناسان این دفتر نظرهای دریافتی را به دقت مطالعه نموده و اقدام مقتضی را معمول خواهند داشت.

پیشاپیش از همکاری و دقت نظر جنابعالی قدردانی می‌شود.

نشانی برای مکاتبه: تهران، خیابان شیخ‌بهائی، بالاتر از ملاصدرا، کوچه لادن، شماره ۲۴ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی

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

<http://tec.mporg.ir>

صندوق پستی ۴۵۴۸۱-۱۹۹۱۷

بسمه تعالی

پیشگفتار

استفاده از ضوابط، معیارها و استانداردها در مراحل تهیه (مطالعات امکان‌سنجی)، مطالعه و طراحی، اجرا، بهره‌برداری و نگهداری طرح‌های عمرانی به لحاظ توجیه فنی و اقتصادی طرح‌ها، کیفیت طراحی و اجرا (عمر مفید) و هزینه‌های نگهداری و بهره‌برداری از اهمیت ویژه برخوردار می‌باشد.

نظام فنی و اجرایی طرح‌های عمرانی کشور (مصوبه مورخ ۱۳۷۵/۴/۴ هیأت محترم وزیران) بکارگیری معیارها، استانداردها و ضوابط فنی در مراحل تهیه و اجرای طرح و نیز توجه لازم به هزینه‌های نگهداری و بهره‌برداری در قیمت تمام شده طرح‌ها را مورد تأکید جدی قرار داده است.

باتوجه به مراتب یاد شده و شرایط اقلیمی و محدودیت منابع آب در ایران، امور آب وزارت نیرو (طرح تهیه و تدوین ضوابط و معیارهای صنعت آب کشور) با همکاری معاونت امور فنی سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور (دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله) براساس ماده ۲۳ قانون برنامه و بودجه اقدام به تهیه استانداردهای مهندسی آب نموده است.

استانداردهای مهندسی آب با در نظر داشتن موارد زیر تهیه و تدوین شده است :

- استفاده از تخصص‌ها و تجربه‌های کارشناسان و صاحب‌نظران شاغل در بخش عمومی و خصوصی
- استفاده از منابع و مأخذ معتبر و استانداردهای بین‌المللی
- بهره‌گیری از تجارب دستگاه‌های اجرایی، سازمان‌ها، نهادهای، واحدهای صنعتی، واحدهای مطالعه، طراحی و ساخت
- پرهیز از دوباره‌کاری‌ها و ائتلاف منابع مالی و غیرمالی کشور
- توجه به اصول و موازین مورد عمل مؤسسه استانداردها و تحقیقات صنعتی ایران و سایر مؤسسات تهیه‌کننده استاندارد

ضمن تشکر از کارشناسان محترم برای بررسی و اظهار نظر در مورد این استاندارد، امید است مجریان و دست‌اندرکاران بخش آب، با بکارگیری استانداردهای یاد شده، برای پیشرفت و خودکفایی این بخش از فعالیت‌های کشور تلاش نموده و صاحب‌نظران و متخصصان نیز با اظهار نظرهای سازنده در تکامل این استانداردها مشارکت کنند.

معاون امور فنی

بهار ۱۳۸۴

اعضای کمیته تدوین ضوابط عمومی طراحی سازه‌های آبی بتنی

این استاندارد در شرکت مهندسی مشاور پارس اسلوب با مسئولیت و سرپرستی آقای دکتر ابوالقاسم صانعی‌نژاد و همکاری کمیته فنی سازه دفتر استانداردها و معیارهای فنی شرکت مدیریت منابع آب ایران تهیه شده است .

اعضای کمیته فنی سازه به ترتیب حروف الفباء عبارتند از :

آقای محمود آدرنگی	شرکت مهندسی مشاور یکم	فوق لیسانس راه و ساختمان
خانم نوشین رواندوست	شرکت مدیریت منابع آب ایران	لیسانس سازه
آقای محمدزاهدی	مهندسی مشاور سانو	لیسانس مکانیک و راه و ساختمان
آقای محمدرضا عسکری	شرکت مهندسی مشاور بندآب	دکترای سازه
آقای ایرج غلامی علم	شرکت مدیریت منابع آب ایران	فوق لیسانس مهندسی عمران
آقای فرهاد گلشن	شرکت مهندسی مشاور تهران بوستن	فوق لیسانس سازه
خانم نیکو ملک احمدی	شرکت مدیریت منابع آب ایران	لیسانس مهندسی عمران - آب
آقای حسن نصری فجری	مهندسی مشاور قدس نیرو	دکترای سازه
آقای رحیم واعظی	مهندسی مشاور سانو	فوق لیسانس سازه

فهرست

۳	فصل اول – کلیات
۳	۱-۱ هدف
۳	۲-۱ دامنه کاربرد
۵	۳-۱ مبانی طراحی
۷	۴-۱ روش‌های تحلیل
۸	فصل دوم – مقررات کلی ارائه و تصویب
۸	۰-۲ کلیات
۸	۱-۲ ارائه طرح و محاسبه، نقشه‌ها و مدارک فنی
۱۱	۲-۲ نظارت و بازرسی
۱۲	۳-۲ آزمایش بارگذاری
۱۳	فصل سوم – مصالح بتن
۱۳	۱-۳ انتخاب و تأیید مصالح
۱۳	۲-۳ آزمایش‌های مصالح
۱۳	۳-۳ سیمان
۱۴	۴-۳ سنگدانه‌ها
۱۶	۵-۳ آب
۱۶	۶-۳ مواد افزودنی
۱۸	۷-۳ انبار کردن و نگهداری مصالح بتن
۱۸	۸-۳ کنترل و بازرسی

۱۹	فصل چهارم – فولاد
۱۹	۰-۴ علایم اختصاری
۱۹	۱-۴ کلیات
۱۹	۲-۴ انواع فولاد
۲۰	۳-۴ قطر اسمی
۲۰	۴-۴ مشخصات مکانیکی
۲۰	۵-۴ تغییر شکل‌ها
۲۱	۶-۴ شکل پذیری
۲۱	۷-۴ جوش پذیری
۲۱	۸-۴ انبار کردن، نگهداری و کنترل فولاد

۲۲	فصل پنجم – استانداردهای مشخصات و آزمایش‌ها
۲۲	۱-۵ کلیات
۲۲	۲-۵ استانداردهای مرتبط با آیین‌نامه
۲۲	۳-۵ مراجع ویژه سازه‌های آبی
۲۲	۴-۵ استانداردهای مرتبط تکمیلی

۲۴	فصل ششم – کیفیت بتن
۲۴	۰-۶ علائم اختصاری
۲۴	۱-۶ کلیات
۲۴	۲-۶ مبانی تعیین نسبت‌های اختلاط بتن
۲۴	۳-۶ پایایی بتن
۴۱	۴-۶ تعیین نسبت‌های اختلاط براساس تجربه کارگاهی با مخلوط‌های آزمایشی
۴۳	۵-۶ ارزیابی و پذیرش بتن

۴۳	۶-۶	بررسی بتن‌های با مقاومت کم
۴۳	۷-۶	کنترل و بازرسی

۴۴ فصل هفتم – اختلاط بتن و بتن‌ریزی

۴۴	۰-۷	علایم اختصاری
۴۴	۱-۷	نیروهای انسانی، تجهیزات و آماده سازی محل بتن‌ریزی
۴۴	۲-۷	اختلاط بتن
۴۴	۳-۷	انتقال بتن
۴۴	۴-۷	بتن‌ریزی
۴۴	۵-۷	عمل آوردن بتن
۴۵	۶-۷	بتن‌ریزی در شرایط ویژه
۴۵	۷-۷	روش‌های ویژه کاربرد بتن
۴۵	۸-۷	کنترل و بازرسی
۴۶	۹-۷	بتن حجیم

۴۷ فصل هشتم – جزییات میلگردبندی

۴۷	۰-۸	علایم اختصاری
۴۷	۱-۸	مشخصات و شرایط اجرایی
۴۷	۲-۸	جزئیات میلگردبندی
۵۰	۳-۸	جزئیات خاص میلگردبندی ستونها
۵۰	۴-۸	میلگردهای عرضی برای اعضای فشاری
۵۰	۵-۸	میلگردهای عرضی برای اعضای خمشی
۵۰	۶-۸	میلگردهای عرضی در اتصالات (گره‌ها)
۵۱	۷-۸	میلگرد حرارت و جمع‌شدگی

فصل نهم – ضوابط قالب‌بندی، لوله‌ها و مجراهای مدفون در بتن و درزها

۵۵	۱-۹ کلیات
۵۸	۲-۹ مصالح
۵۸	۳-۹ ضوابط طراحی
۵۸	۴-۹ اجرا
۵۹	۵-۹ سایر الزامات برای قالب‌بندی در سازه‌های آب‌بند
۶۰	۶-۹ قالب‌بندی و قالب‌برداری برای روش‌های ویژه ساختمانی
۶۰	۷-۹ لوله‌ها و مجراهای مدفون در بتن
۶۱	۸-۹ درزهای اجرایی
۶۲	۹-۹ درزهای حرکتی

فصل دهم – اصول تحلیل و طراحی

۶۸	۰-۱۰ علایم اختصاری
۶۸	۱-۱۰ گستره
۶۸	۲-۱۰ مبانی طراحی
۷۲	۳-۱۰ اصول تحلیل
۷۳	۴-۱۰ بارگذاری
۷۵	۵-۱۰ طراحی در حالت حدی نهایی مقاومت
۷۵	۶-۱۰ کنترل حالت حدی بهره‌برداری
۷۶	۷-۱۰ ضوابط کلی طراحی مقاطع
۷۸	۸-۱۰ کنترل پایداری کلی سازه

۸۰ فصل یازدهم – خمش و بارهای محوری

- ۸۰ ۰-۱۱ علائم اختصاری
- ۸۰ ۱-۱۱ گستره
- ۸۰ ۲-۱۱ حالت حدی نهایی مقاومت در خمش و نیروی محوری
- ۸۲ ۳-۱۱ فرضهای طراحی
- ۸۲ ۴-۱۱ ضوابط کلی طراحی
- ۸۳ ۵-۱۱ محدودیت‌های میلگردها در مقاطع خمشی
- ۸۴ ۶-۱۱ فاصله تکیه‌گاه‌های جانبی مقاطع خمشی
- ۸۴ ۷-۱۱ مقاطع خمشی با ارتفاع زیاد یا تیر تیغه‌ها
- ۸۴ ۸-۱۱ ابعاد طراحی برای مقاطع فشاری
- ۸۴ ۹-۱۱ محدودیت‌های میلگردها در مقاطع فشاری
- ۸۴ ۱۰-۱۱ مقاومت اتکایی

۸۵ فصل دوازدهم – برش و پیچش

۸۶ فصل سیزدهم – آثار لاغری – کمانش

۸۷ فصل چهاردهم – تغییر شکل‌ها و ترک خوردگی‌ها

- ۸۷ ۰-۱۴ علائم اختصاری
- ۸۷ ۱-۱۴ گستره
- ۸۷ ۲-۱۴ تغییر شکل‌ها یا افتادگی‌ها
- ۸۷ ۳-۱۴ ترک خوردگی‌ها

فصل پانزدهم - طراحی سیستم‌های دال دو طرفه

۹۰	۰-۱۵	علائم اختصاری
۹۰	۱-۱۵	گستره
۹۰	۲-۱۵	تعاریف
۹۰	۳-۱۵	روش‌های طراحی
۹۱	۴-۱۵	ضوابط کلی طراحی دال‌ها
۹۲	۵-۱۵	میلگردگذاری دال‌ها
۹۳	۶-۱۵	روش "قاب معادل"
۹۴	۷-۱۵	روش "مستقیم"
۹۶	۸-۱۵	روش ضرایب لنگر خمشی
۹۶	۹-۱۵	روش پلاستیک

فصل شانزدهم - دیوارها

۹۷	۰-۱۶	علائم اختصاری
۹۷	۱-۱۶	گستره
۹۷	۲-۱۶	تعاریف
۹۷	۳-۱۶	ضوابط کلی طراحی
۹۷	۴-۱۶	محدودیت میلگردها
۹۸	۵-۱۶	دیوارهای باربر
۹۸	۶-۱۶	دیوارهای برشی
۹۸	۷-۱۶	دیوارهای حائل
۹۸	۸-۱۶	دیوارهای پای بست
۹۹	۹-۱۶	حداقل ضخامت دیوارها

۱۰۰ فصل هفدهم – شالوده‌ها

۱۰۱ فصل هیجدهم – مهار و وصله میلگردها

- ۱۰۱ ۰-۱۸ علائم اختصاری
- ۱۰۱ ۱-۱۸ گستره
- ۱۰۱ ۲-۱۸ مهار میلگردها
- ۱۰۲ ۳-۱۸ ضوابط مهار میلگردهای خمشی
- ۱۰۲ ۴-۱۸ وصله میلگردها

۱۰۴ فصل نوزدهم – ارزیابی ایمنی سازه‌های اجرا شده

۱۰۵ فصل بیستم – ضوابط ویژه برای طراحی در برابر زلزله

- ۱۰۵ ۰-۲۰ علائم اختصاری
- ۱۰۵ ۱-۲۰ گستره
- ۱۰۷ ۲-۲۰ ضوابط کلی طراحی
- ۱۰۸ ۳-۲۰ ضوابط سازه‌های با شکل پذیری کم
- ۱۰۸ ۴-۲۰ ضوابط سازه‌های با شکل پذیری متوسط
- ۱۰۸ ۵-۲۰ ضوابط سازه‌های با شکل پذیری زیاد

۱۱۲ پیوست ۱- واکنش قلیایی سنگدانه‌ها

- ۱۱۲ پ ۱-۱ معرفی
- ۱۱۳ پ ۱-۲ انواع واکنش قلیایی سنگدانه‌ها
- ۱۱۶ پ ۱-۳ روش‌های تعیین میزان استعداد واکنش‌زایی سنگدانه‌ها
- ۱۲۴ پ ۱-۴ توزیع سنگدانه‌ها با استعداد واکنش‌زایی
- ۱۲۴ پ ۱-۵ پیشگیری اثرهای مخرب واکنش قلیایی سنگدانه‌های واکنش‌زا
- ۱۲۹ پ ۱-۶ خلاصه

۱۳۹ پیوست ۲- کنترل خلاء زایی

- ۱۳۹ پ ۱-۲ معرفی
- ۱۳۹ پ ۲-۲ کلیات

۱۴۱ پیوست ۳- کنترل ترک‌های حرارتی و جمع‌شدگی

- ۱۴۱ پ ۱-۳ علل ایجاد ترک حرارتی و جمع‌شدگی
- ۱۴۳ پ ۲-۳ کنترل ترک حرارتی و جمع‌شدگی
- ۱۴۹ پ ۳-۳ فولاد مورد نیاز
- ۱۵۴ پ ۴-۳ ضریب بازداری (انقیاد) R

۱۵۵ پیوست ۴- کنترل ترک‌های ناشی از خمش و کشش مستقیم

- ۱۵۵ پ ۱-۴ معرفی
- ۱۵۵ پ ۲-۴ عرض ترک ناشی از خمش و کشش مستقیم

۱۵۸ پیوست ۵- ملاحظات عمومی بارگذاری سازه‌های آبی

۱۵۸	پ ۱-۵ کلیات
۱۵۸	پ ۲-۵ بارها و وضعیت سازه
۱۶۹	پ ۳-۵ سیلاب و شناوری

۱۷۲

۱۷۲	مراجع
۱۷۴	۱- مراجع متن اصلی
۱۷۴	۲- مراجع پیوستها
۱۷۴	۱-۲ مراجع پیوست ۱
۱۸۳	۲-۲ مراجع پیوست ۳
۱۸۳	۳-۲ مراجع پیوست ۵

مقدمه

استاندارد حاضر "ضوابط عمومی طراحی سازه‌های آبی بتنی" است که زیر نظر کمیته تخصصی سد و تونل‌های انتقال دفتر استانداردها و معیارهای فنی شرکت سهامی مدیریت منابع آب ایران تهیه گردیده است. همان‌طور که عنوان این استاندارد نشان می‌دهد، هدف از تهیه آن در دسترس قراردادن مجموعه‌ای از ضوابط برای طراحی سازه‌های آبی بتنی است، ضوابط مندرج در این استاندارد، صرف‌نظر از نوع و کاربری، در کلیه سازه‌های آبی بتنی کاربرد داشته و عمومیت دارد. طراحی بعضی از سازه‌های آبی مشخص مانند بدنه سدهای بتنی بزرگ یا بلند، علاوه بر این ضوابط عمومی نیازمند ضوابط ویژه‌ای می‌باشد که باید با اعمال یک قضاوت مهندسی مناسب از استانداردهای معتبر استخراج گردد. این استاندارد ضوابط طراحی هیدرولیکی و ژئوتکنیکی سازه‌های آبی را پوشش نداده و تنها به ضوابط طراحی سازه‌ای این گونه ائینه می‌پردازد.

بخش عمده‌ای از ضوابط طراحی سازه‌ای مستحذات آبی بتنی با طراحی سازه‌های غیر آبی یکسان بوده و تنها بخش‌هایی از طراحی که به تأمین پایایی و نا تراوایی مربوط می‌شود نیازمند ضوابط عمومی خاص سازه‌های آبی بتنی است که موضوع استاندارد حاضر است. نظر به شباهت و بعضاً یکسانی شماره فصل‌ها و بندهای استاندارد حاضر با شماره فصل‌ها و بندهای آیین‌نامه بتن ایران (آبا)، کلیه شماره فصل‌ها و بندهای استاندارد حاضر با آبا یکسان در نظر گرفته شده است. این تدبیر موجب گردیده که مقایسه و تشخیص تفاوت‌های استاندارد حاضر با آبا بسیار آسان شود.

به منظور اجتناب از تکرار بندهای یکسان با آبا، شماره بندهای یکسان به همراه عنوان مربوط به ترتیب در داخل کادری با عنوان (آبا) جا داده شده است.

فرمت ارائه متن این استاندارد دقیقاً مانند آبا می‌باشد، تنها شیوه ارائه تفسیرها تغییر نموده است. تفسیرهای هر بند بلافاصله بعد از متن بند مربوط در داخل کادری جا داده شده تا ضمن سهولت دسترسی از متن اصلی استاندارد متمایز باشد.

به علت حساسیت زیاد سازه‌های آبی به ملاحظات پایایی و بارگذاری، علاوه بر فصل‌های مندرج در آیین‌نامه بتن ایران (آبا)، پیوست‌های زیر به استاندارد حاضر اضافه شده است :

پیوست ۱ : واکنش قلیایی سنگدانه‌ها

پیوست ۲ : کنترل خلا زایی

پیوست ۳ : کنترل ترک‌های حرارتی و جمع‌شدگی

پیوست ۴ : کنترل ترک‌های ناشی از خمش و کشش مستقیم

پیوست ۵ : ملاحظات بارگذاری سازه‌های آبی

همان‌طور که ملاحظه می‌شود پیوست‌های استاندارد حاضر به ۵ مقوله بسیار مهم در طراحی سازه‌های آبی بتنی اختصاص دارد که در آیین‌نامه بتن ایران (آبا) (که ویژه سازه‌های معمولی بتنی است) کمتر به آنها پرداخته شده است.

دست‌اندرکاران و تهیه‌کنندگان این استاندارد به این وسیله از زحمات کلیه کسانی که در مورد پیش نویس ارسالی اظهار نظر نموده اند، تشکر می‌نمایند.

امید است که کارشناسان و صاحب‌نظران با توجهی که مبذول می‌فرمایند این استاندارد را مورد بررسی دقیق قرار داده و با ارائه نظرات و راهنمایی‌های ارزنده خود کمیته تخصصی سد و تونل‌های انتقال دفتر استانداردها و معیارهای فنی را در بازنگری‌های آینده یاری فرمایند.

فصل اول

کلیات

۱-۱ هدف □

هدف این مجموعه ارائه حداقل ضوابط و مقرراتی است که با رعایت آنها میزان مناسبی از ایمنی، قابلیت بهره‌برداری و پایایی سازه‌های آبی تأمین می‌شود.

۲-۱ دامنه کاربرد □

۱-۲-۱ این مجموعه ضوابط، باید در طراحی، آنالیز، ساخت و کنترل مشخصات مواد تشکیل دهنده اعضای بتن آرمه سازه‌های آبی با توجه به ملاحظات بند ۱-۲-۲ رعایت شود. این مجموعه حاوی ضوابط و مقررات مربوط به سازه‌های آبی بتن آرمه‌ای است که با سنگدانه‌های معمولی و سیمان پرتلند با حداقل عیار سیمان ۲۵۰ کیلوگرم در متر مکعب با یا بدون مواد افزودنی ساخته می‌شوند. سازه‌های آبی بتنی اصطلاحاً به سازه‌هایی گفته می‌شود که برای هدایت، کنترل نمودن یا تصفیه آب یا پساب به کار گرفته شده و الزاماً زیر اثر بارگذاری ویژه (متفاوت با سازه‌های معمولی) و همچنین شرایط محیطی متفاوت قرار گرفته و نیازمندیهای خدمت‌پذیری محدود کننده‌تری را نسبت به سازه‌های عادی تأمین می‌نمایند.

تفسیر

این مجموعه، ضوابط طراحی عمومی و مشترک در سازه‌های آبی بتنی موجود در تأسیسات بشرح زیر را با هدف تأمین نیازمندیهای ردیف ۱-۱ پوشش می‌دهد (به بند ۱-۲-۲ نیز مراجعه شود):

- تأسیسات آبرسانی،
- تأسیسات فاضلاب،

- تأسیسات انحراف، آبیاری و زهکشی،
- سدها و
- تأسیسات برق آبی.

۲-۲-۱ در مورد اجزا و اعضای بتنی در سازه‌های آبی، علاوه بر این ضوابط عمومی، باید ضوابط ویژه (بند الف زیر) و ضوابط مشخص برای سازه مورد نظر (بند ب زیر)، که جزو ضمایم مجموعه آیین‌نامه‌های بتن می‌باشند یا خواهند بود، رعایت شود.

الف - مجموعه ضوابط ویژه طراحی سازه‌های آبی بتنی:

- ۱- ضوابط طراحی سازه‌های آبی برای مقاومت در برابر زلزله
 - ۲- ضوابط طراحی پوشش‌های بتنی در مجاورت آب
 - ۳- ضوابط طراحی تاول‌های بتنی بر روی خاک
 - ۴- ضوابط طراحی درزهای حرکتی
 - ۵- استاندارد آزمایش آب‌بندی بتن
 - ۶- ضوابط طراحی بتن حجیم (مراجع مندرج در جدول ۷-۹)
 - ۷- ضوابط طراحی سازه‌های اندود سیمانی (نشریات IRCOLD و سایر منابع معتبر)
- ب - ضوابط طراحی سازه‌های آبی مشخص:
- ۱- ضوابط و معیارهای طرح و محاسبه مخازن زمینی (نشریه‌های ۱۲۳، ۱۲۴ و ۱۲۵)
 - ۲- راهنمای طراحی سازه‌های بندهای انحراف آب (نشریه ۱۹۹ استاندارد مهندسی آب و نشریه ۱۹۸ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی)
 - ۳- ضوابط طراحی سازه‌های مجاری آب‌بر زیرزمینی بتنی (نشریه ۱۸۴ و ۱۸۵ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی)
 - ۴- راهنمای طراحی سازه‌های تونل‌های آب‌بر (در دست تهیه است).
 - ۵- راهنمای طراحی دیوارهای حایل (در دست تهیه است).
 - ۶- ضوابط طراحی سایر سازه‌های آبی مشخص که در آینده تدوین خواهد شد.

تفسیر

در صورت فقدان ضوابط طراحی ویژه یا ضوابط طراحی سازه آبی مشخص مذکور در بندهای الف و ب، می‌توان، بسته به مورد، از آیین‌نامه‌ها، دستورالعمل‌ها و نشریات معتبر مانند نشریات EUROCODES, BS, ACI, USBR, AWWA, IRCOLD, ICOLD, ASCE, CSA, NF و..... استفاده نمود.

۳-۲-۱ سازه‌هایی که بخشی از یک پروژه آبی بوده ولی کاربرد آنها مشخصاً خارج از دامنه تعریف شده در بندهای ۱-۲-۱ و ۲-۲-۱ باشد، می‌توانند بدون توجه به این مجموعه ضوابط و مطابق با آیین‌نامه بتن ایران (آبا) یا هر استاندارد مربوط دیگر طراحی شوند. ساختمان‌های بهره‌برداری، اداری، مسکونی و انبارها از این گونه سازه‌ها می‌باشند.

۴-۲-۱ بجز مواردی که در این نوشتار به اقتضا و در تطبیق با موضوع این مجموعه ضوابط تکمیل شده و یا تغییر یافته است، آیین‌نامه بتن ایران (آبا) نافذ و معتبر بوده و جزء لاینفک این مجموعه ضوابط می‌باشد.

۵-۲-۱ این مجموعه ضوابط سازه‌های آبی بتنی پیش‌تنیده و پس‌تنیده را پوشش نمی‌دهد.

□ ۳-۱ مبانی طراحی

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

فولاد، در محاسبه منظور می‌شوند. همچنین رعایت کلیه کنترل‌های خدمت‌پذیری (تغییر شکل و ترک) و پایایی به موجب مفاد این مجموعه ضوابط الزامی است.

تفسیر

به تفسیر آبا مراجعه شود.

آبا

۲-۳-۱

۳-۳-۱ طراحی سازه‌های آبی بتنی علاوه بر ضوابط مندرج در آبا نیازمند رعایت ملاحظات و کنترل‌های ویژه پایایی مندرج در این مجموعه ضوابط می‌باشد.

تفسیر

به‌علت نیاز حیاتی به استفاده از سازه‌های آبی، آنها را باید با دقتی مضاعف (نسبت به سایر سازه‌ها) طراحی و اجرا نمود. کیفیت بتن دارای اهمیت فوق‌العاده بوده و نیازمند کنترل ویژه است.

در طراحی سازه‌های بتنی عادی بررسی و کنترل مقاومت و پایداری اعضای آنها عموماً کفایت می‌کند، ولی در سازه‌های آبی علاوه بر کنترل مقاومت، شرایط خدمت‌پذیری شامل: محدود کردن تغییر شکل و عرض ترک، تأمین پایایی بیشتر و تأمین تراوایی بسیار کم الزامی است. بخشی از سازه که در تماس با آب یا فاضلاب قرار می‌گیرد، باید:

الف - بسیار متراکم و ناتراوا باشد تا از هدر رفتن آب و تغییر شرایط بارگذاری و ورود یا خروج آلودگی جلوگیری به‌عمل آید.

ب - در مقابل مواد شیمیایی طبیعی و یا مواد شیمیایی به‌کار رفته در فرایند تصفیه پایا باشد.

پ - دارای سطح تماس هموار باشد تا در اثر جریان آب فرسودگی ایجاد نشود.

ت - تحت بارگذاری عادی (غیر استثنایی) تغییر شکل زیاد از خود نشان نداده و از ایجاد ترک در بتن و خوردگی در فولاد جلوگیری به‌عمل آید.

□ ۴-۱ روش‌های تحلیل

سازه‌های مشمول این مجموعه ضوابط باید فقط به صورت خطی - کشسانی تحلیل شوند. باز پخش محدود لنگرها مطابق ضوابط آبا مجاز است. تأثیر مقاطع ترک خورده باید به طور یکسان در تمامی اعضای سازه که در یک سیستم تحلیل می‌شوند لحاظ شود. به منظور حفظ یکپارچگی اعضای سازه‌ای صلب و اجتناب از ترکهای ناخواسته باید از اختلاف نشست زیاد اجزای مختلف شالوده جلوگیری به عمل آید.

تفسیر

برای تضمین آب‌بندی سازه و اجتناب از خوردگی میلگردها باید از تغییر شکل‌های خمیری جلوگیری به عمل آورده و سازه را در محدوده کشسانی تحلیل نمود.

آبا

۵-۱ ضوابط خاص برای تأمین ایمنی در برابر زلزله

۶-۱ واحدها

۷-۱ علایم و اختصارات

۸-۱ استانداردها و متون مرتبط با آیین‌نامه

فصل دوم

مقررات کلی ارائه و تصویب طرح و نظارت

۰-۲ کلیات

علاوه بر مقررات این فصل مقررات مندرج در ضوابط طراحی سازه آبی مشخص (بند ۱-۲-۲ ب) نیز باید رعایت شود.

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

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

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

الف - ویژگی‌های اصلی به‌طور اختصار و معرفی سازه از نظر نوع بهره‌برداری، محل اجرا، ابعاد و سایر مشخصه‌های مهم.

ب - فرضها و مطالعات انجام شده در مورد مقاومت خاک، سطح آب زیرزمینی و سیلاب و همچنین سایر عوامل مربوط به ملاحظات هیدرولیکی و ژئوتکنیکی در صورت لزوم.
پ - ویژگی‌های مصالح مورد استفاده از قبیل فولاد و سیمان مصرفی در بتن و مقاومتهای مشخصه بتن در سنین استاندارد یا مراحل تعیین شده برای اجرا، که طراحی بر اساس آنها انجام پذیرفته است.

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

ث - کروکی پلانها، نماها، مقاطع و قابهای بارگذاری شده.

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

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

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

۲-۱-۲ بسته به مورد سه نوع نقشه برای سازه‌های آبی تهیه می‌شود.

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

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

- الف - نقشه‌ها باید 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 - جزییات و مقاطع لازم برای تهیه نقشه‌های کارگاهی، قطر میلگردها، محل خم، قطع و وصله کردن آنها و اندازه‌های مربوط، باید داده شوند. قسمتی از این اطلاعات را می‌توان در جدول میلگردها قید کرد.
- ث - ضخامت پوشش بتن روی میلگردها، قطر بزرگترین سنگدانه قابل مصرف، مشخصات بتن و مواد تشکیل دهنده آن به ویژه نوع سیمان و همچنین محدودیت‌های نسبت آب به سیمان و میزان و نحوه استفاده از مواد افزودنی و پوزولانها باید در نقشه‌ها داده شوند.
- ج - موقعیت درزهای حرکتی (انبساط و انقباض) و جزییات اجرایی آنها در نقشه‌ها داده شوند.
- چ - تهیه جدول‌های میلگردها و تعیین وزن فولاد مصرفی به تفکیک هر نوع میلگرد، جزو وظایف طراح در قبال کارفرماست.
- ه - تذکرات ویژه مانند محدودیت‌های افت بتن در گیرش اولیه (جمع‌شدگی در زمان خشک شدن) باید در نقشه‌ها قید شود.
- و - دستورالعمل‌های مربوط به آزمایش نشت آب شامل آزمایش نشت پس از پوشاندن به‌وسیله خاکریزی‌های اطراف سازه بنا به مقتضیات اقتصادی، زیست محیطی و پایایی باید در نقشه‌ها و مشخصات فنی ذکر شود.
- ۱-۲-۳-۱-۲ نقشه‌های کارگاهی، که متناسب با شرایط هر سازه و سازندگان آن، با استفاده از جزییات داده شده در نقشه‌های اجرایی، و با مقیاس بزرگ، برای قسمت‌های خاص و حساس سازه تهیه می‌شوند، باید بر اساس نیازهای کارگاه، همزمان با عملیات اجرایی تهیه شوند و به تایید دستگاه نظارت برسند.

□ ۲-۲ نظارت و بازرسی

آبا

۱-۲-۲
۲-۲-۲
۳-۲-۲

۲-۲-۴ دفتر کارگاه (یا پرونده گزارشهای روزانه) شامل اطلاعات مذکور باید هر روز به امضای مهندس مسئول و ناظر کارگاه برسد و در تمام مدت اجرا در محل کارگاه باشد، به طوریکه موقع مراجعه بازرسان بتوان در اختیار آنان قرار داد. این دفتر باید بعد از اتمام عملیات اجرایی سازه همراه با نقشه‌های اجرایی نهایی، نزد صاحب کار (نظیر اسناد مالکیت) حفظ و نگهداری شود. ضبط و نگهداری این اطلاعات به صورت رایانه‌ای برای پروژه‌های مهم الزامی است.

۲-۲-۵ چنانچه ضمن انجام کارهای اجرایی و در نتیجه بازرسی (یادآوری ۱) ملاحظه شود که کارها طبق نقشه‌های اجرایی انجام نیافته یا در اجرای بعضی از قسمت‌های کار اصول فنی مراعات نشده است بازرسان باید مراتب را به مسئول کارگاه تذکر دهند و در صورتی که معایب موجود احتمال بروز خطری برای سازه داشته باشد، از کمیسیون فنی بدوی (یادآوری 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 اعضا به صورت ساخته شده، و انجام آزمایش‌های لازم برای ارزیابی کیفیت مصالح مصرفی و ایمنی اقدام و تصمیم مقتضی اتخاذ می‌کند. یادآوری (۱) - بازرسان، ماموران و مقامات صلاحیت‌داری هستند که بموجب قوانین و آیین‌نامه‌های کشور اختیار بازرسی طرح و اجرای کار را دارند و به طور کلی افرادی هستند که مسئولیت نظارت عالی فنی و کنترل اعمال ضوابط این آیین‌نامه را بر عهده دارند.

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

□ ۳-۲ آزمایش بارگذاری

۱-۳-۲ هرگاه شرایط و وضع سازه طوری باشد که بازرسان 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 و یا قسمتی از آن را که مشکوک است صادر کنند.

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

آبا

۴-۲ تصویب روش‌های خاص طراحی یا اجرا

فصل سوم

مصالح بتن

آبا

- ۱-۳ انتخاب و تأیید مصالح
- ۱-۱-۳ ملاحظات طراحی
- ۲-۱-۳ ویژگی‌های مصالح مصرفی
- ۱-۲-۱-۳ و ۲-۲-۱-۳
- ۲-۳ آزمایش‌های مصالح
- ۱-۲-۳ تا ۳-۲-۳
- ۳-۳ سیمان
- ۱-۳-۳ و ۲-۳-۳

۳-۳-۳ نوع سیمان مصرفی و کارخانه تولید کننده سیمان نباید در ضمن اجرای هر عضو سازه بتنی تغییر کند.

۴-۳-۳ به کارگیری سیمان منبسط شونده برای جبران جمع‌شدگی در زمان خشک شدن بتن تنها با رعایت مشخصات ویژه مربوط و رعایت ضوابط یک استاندارد معتبر مجاز است.

تفسیر

به دلیل فقدان اطلاعات کافی، این مجموعه ضوابط هنوز دستورالعمل مشخصی برای به کارگیری سیمان منبسط شونده (Expansive cement) ندارد. در صورت استفاده از این نوع سیمان مهندس طراح باید به خواص سیمان و بتن منبسط شونده که در ACI 223 و ASTM C 845 یا آیین‌نامه‌های معتبر مشابه آمده آشنایی داشته باشد. از این گروه

سیمان‌ها، سیمان تیپ ASTM K مقاومت خوبی در مقابل سولفات‌ها از خود نشان داده است. خاطر نشان می‌گردد که در صورت نیاز میرم به استفاده از بتن منبسط شونده، باید در طرح و اجرای آن دقت و کنترل مضاعف به کار رود.

آبا

۴-۳ سنگدانه‌ها

۳-۴-۳ تا ۱-۴-۳

۴-۴-۳ بزرگترین اندازه اسمی سنگدانه‌های درشت نباید از مقادیر زیر بیشتر باشد:

الف - یک پنجم کوچکترین بعد داخلی قالب بتن

ب - یک سوم ضخامت دال

پ - سه چهارم حداقل فاصله آزاد بین میلگردها

ت - ۶۳ میلی‌متر (در بتن‌های حجیم می‌توان این محدودیت را نادیده گرفت)

تفسیر

علاوه بر محدودیت‌های بالا، اندازه سنگدانه‌ها محدودیت آیین‌نامه‌ای دیگری ندارد. در بتن‌های بسیار حجیم (به‌ویژه در بدنه سدهای بتنی) کاربرد سنگدانه‌های تا ۲۰۰ میلی‌متر نیز دیده شده است. در بتن‌های معمولی به کاربردن سنگدانه‌های درشت‌تر از ۳۲ میلی‌متر توصیه نمی‌شود. (به تفسیر آبا مراجعه شود).

۵-۴-۳ مواد زیان‌آور در سنگدانه‌ها

۱-۵-۴-۳ کلیات

سنگدانه‌های ریز و درشت مصرفی در بتن باید سخت و پایا باشند و مواد زیان‌آور موجود در آنها نباید از مقادیر حداکثر مجاز ذکر شده در بندهای ۲-۵-۴-۳ و ۳-۵-۴-۳ تجاوز کند. وجود مواد زیان‌آور در بتن در بعضی از شرایط محیطی می‌تواند موجب تغییرات حجمی

زیاد، و در نتیجه گسیختگی سطح بتن شود، یا در اثر ایجاد تنش‌های داخلی زیاد باعث ترک خوردگی شود و به انسجام سازه‌ای بتن آسیب برساند. سنگدانه‌ها نباید از خود واکنش قلیایی نشان دهند، زیرا این امر می‌تواند موجب انبساط غیر عادی، ایجاد ترکهای ریز سطحی، و بیرون پریدگی در بتن شود.

نظر به اهمیت فوق‌العاده واکنش قلیایی سنگدانه‌ها و بتن در سازه‌های آبی، بررسی دقیقتر این واکنش مطابق پیوست ۱ این مجموعه ضوابط یا هر مرجع معتبر دیگر همراه با قضاوت مهندسی طراح الزامی است.

تفسیر

در صورتی که مواد زیان آور بیش از حد مجاز ناشی از شستشوی سنگدانه‌ها یا آب نامناسب باشد، باید توجه کافی در عمل شستشوی سنگدانه‌ها به کار رود.

در صورت استفاده از سنگدانه‌های مستعد واکنش قلیایی، بررسی دقیق سابقه عملکرد آنها در شرایط محیطی مشابه و قضاوت خوب مهندسی الزامی است. مشخصات استاندارد نظیر آنچه در بند ۳-۴-۲ آمده است معیارها و ضوابطی مفید از نظر ارزیابی واکنش قلیایی بالقوه سنگدانه‌ها ارائه می‌دهد.

واکنش قلیایی سنگدانه‌ها در ۳ نوع، واکنش قلیایی سیلیسی (ASR)، واکنش قلیایی سیلیسی با تأخیر (LASR) و واکنش قلیایی کربناتی (ACR) رده بندی می‌شوند. برای مقابله با این پدیده مخرب اغلب به کارگیری سیمان با درصد قلیایی کمتر از ۰/۶ درصد (ترجیحاً کمتر از ۰/۴ درصد)، پوزولان و مواد افزودنی لیتیوم سولفات (Lithium sulfate) در طرح اختلاط بتن توصیه می‌گردد. این تدبیر درمورد واکنش قلیایی کربناتی مناسب نبوده و تأثیرپذیری آن در مورد واکنش قلیایی سیلیسی به شدت واکنش قلیایی سنگدانه‌ها بستگی دارد. لذا نظر به آثار مخرب واکنش قلیایی، بررسی دقیقتر آن مطابق پیوست ۱ این مجموعه ضوابط یا هر مرجع معتبر دیگر الزامی است. (به تفسیر آبا نیز مراجعه شود).

آبا

۲-۵-۴-۳ مواد زیان آور در سنگدانه‌های ریز
 ۳-۵-۴-۳ مواد زیان آور در سنگدانه‌های درشت
 ۴-۵-۴-۳ سنگدانه‌های پولکی و سوزنی
 ۵-۳ آب
 ۱-۵-۳
 ۲-۵-۳
 ۵-۲-۵-۳ تا ۱-۲-۵-۳
 ۳-۵-۳

□ ۳-۶ مواد افزودنی

آبا

۱-۶-۳ تعریف
 ۲-۶-۳ کلیات
 ۷-۲-۶-۳ تا ۱-۲-۶-۳

۳-۶-۸ کاربرد مواد افزودنی که هر یک برای اصلاح یک یا چند خاصیت مشخص به بتن اضافه می‌شوند، اغلب بر سایر خواص آن تأثیر می‌گذارند، لذا طراح باید علاوه بر لحاظ نمودن این تأثیرات، نسبت به میزان مصرف مواد افزودنی و کنترل کیفیت بتن در تمام مدت استفاده از آن دقت و حساسیت کافی از خود نشان دهد. به‌طور نمونه بعضی از سیمان‌های منبسط شونده در مقابل مواد افزودنی حساس بوده و ممکن است خاصیت منبسط شونده خود را از دست بدهند. (برای اطلاعات بیشتر به ACI 223 مراجعه شود).

۳-۶-۲-۹ مواد افزودنی حباب‌ساز (دت ۴۰۲) تراکم و خاصیت آب‌بندی بتن را افزایش می‌دهد، مصرف این مواد در طرح اختلاط بتن سازه‌های آبی قویاً توصیه می‌شود، مشروط به اینکه نسبت به کیفیت مطلوب آنها و امکان کنترل میزان مصرف آن اطمینان حاصل گردد.

۳-۶-۲-۱۰ خاکستر بادی و انواع دیگر پوزولانها در صورت فقدان استاندارد مشابه ملی باید مشخصات ASTM C618 CLASS F را برآورده کنند. استفاده از پوزولانها تنها پس از آزمایش و بررسی تأثیر نامطلوب احتمالی سولفاتها در پایایی بتن مجاز است.

تفسیر

بهتر است تا زمانی که خاکستر بادی در داخل کشور تولید نشده است، از مصرف آن خودداری شود. ولی در صورت به‌کارگیری آن فقط از خاکستر بادی Class F استفاده شود. استفاده از خاکستر بادی ASTM C 618 Class C مجاز است، به شرط آنکه تجربه یا آزمایش نشان دهد که مصرف آن تأثیر زیان‌آور بر پایایی بتن در مقابل سولفاتها ندارد. نظر به عدم تولید خاکستر بادی در داخل کشور، توصیه می‌شود از پوزولانهای آزمایش شده طبیعی موجود در داخل کشور استفاده شود. پوزولانهای طبیعی در اکثر نقاط ایران نظیر البرز مرکزی - دامنه جنوبی البرز مرکزی - آذربایجان، کردستان، بلوچستان و بعضی از نواحی زاگرس به‌وفور یافت می‌شود.

تفسیر

۳-۶-۳ افزودنی‌های شیمیایی

۱-۳-۶-۳ ماده افزودنی حباب‌ساز

۲-۳-۶-۳ ماده افزودنی کاهنده آب

۳-۳-۶-۳ ماده افزودنی کندگیر کننده

۴-۳-۶-۳ ماده افزودنی تسریع کننده

۵-۳-۶-۳ مواد افزودنی خمیری کننده و روان کننده

۴-۶-۳ افزودنی‌های مصرفی

۱-۴-۶-۳ افزودنی‌های معدنی ختثی در سنگدانه‌ها

۲-۴-۶-۳ پوزولانها

۳-۴-۶-۳ افزودنی‌های شبه سیمانی

۵-۶-۳ مواد افزودنی متفرقه

۷-۳ انبار کردن و نگهداری مصالح بتن

۱-۷-۳ تا ۴-۷-۳

۸-۳ کنترل و بازرسی

فصل چهارم

فولاد

آبا

۰-۴ علایم اختصاری
 ۱-۴ کلیات
 ۲-۴ انواع فولاد
 ۱-۲-۴ روش تولید

۲-۲-۴ شکل رویه

میلگردهای فولادی از نظر شکل ظاهری و پوشش رویه به گونه‌های زیر تولید می‌شوند:

الف - میلگرد با رویه صاف (میلگرد ساده)

ب - میلگرد آجدار

پ - میلگرد گالوانیزه

ت - میلگرد با روکش اپوکسی

مشخصات فنی میلگردهای گالوانیزه باید استاندارد میلگردهای بتن روی‌اندود و در صورت فقدان آن استاندارد ASTM A 767M را برآورده نمایند. میلگردهای با روکش اپوکسی باید با مشخصات فنی مربوط به میلگردهای اپوکسی اندود با شماره استاندارد ASTM A 775M یا با مشخصات فنی میلگردهای آماده شده اپوکسی اندود با شماره استاندارد ASTM A 934M مطابق باشند. سیم‌ها و شبکه‌های جوش شده با روکش اپوکسی باید با

مشخصات فنی سیم فولادی و شبکه سیم‌های فولادی جوش شده اپوکسی اندود با شماره استاندارد ASTM A 884 M و یا استانداردهای معتبر مشابه سازگار باشند.

تفسیر

میلگردهای گالوانیزه و اپوکسی اندود برای سازه‌های در معرض شرایط محیطی خوردگی بسیار شدید به کار می‌روند. پارکینگهای طبقاتی و عرشه پلها در مناطق سردسیر و مرطوب و برخی از سازه‌های تأسیسات بهداشتی، سازه‌هایی هستند که مصرف این قبیل میلگردها در آنها توصیه می‌شود. منظور از میلگردهای آماده شده، میلگردهایی هستند که پس از برش و خمکاری در کارخانه با اپوکسی اندود می‌شوند. باتوجه به اینکه تولید میلگرد گالوانیزه یا میلگرد با پوشش اپوکسی فعلا جزو تولیدات داخلی ثبت نشده، از کاربرد آن باید حتی المقدور اجتناب شود.

آبا

- ۳-۲-۴ جوش پذیری
- ۴-۲-۴ شکل پذیری
- ۳-۴ قطر اسمی
- ۱-۳-۴ تا ۶-۳-۴
- ۴-۴ مشخصات مکانیکی
- ۱-۴-۴ تنش تسلیم و مقاومت مشخصه فولاد
- ۲-۴-۴ طبقه‌بندی میلگردها
- ۳-۴-۴ آزمایش‌ها
- ۴-۴-۴ نمونه برداری
- ۵-۴-۴ تواتر نمونه برداری
- ۶-۴-۴ ضوابط پذیرش میلگردها (یا فولاد)
- ۱-۶-۴-۴ و ۲-۶-۴-۴
- ۵-۴ تغییر شکل‌ها
- ۱-۵-۴ نمودار تنش - تغییر شکل نسبی

۲-۵-۴ مدول الاستیسیته
۳-۵-۴ ضریب انبساط حرارتی
۶-۴ شکل پذیری
۷-۴ جوش پذیری
۸-۴ انبار کردن، نگهداری و کنترل فولاد
۱-۸-۴ و ۲-۸-۴

فصل پنجم

استانداردهای مشخصات و آزمایش‌ها

آب

۱-۵ کلیات

۲-۵ استانداردهای مرتبط با آیین‌نامه

۳-۵ مراجع ویژه سازه‌های آبی

در این مجموعه ضوابط علاوه بر استانداردهای ردیف ۲-۵ به مراجع ویژه سازه‌های آبی نظیر U.S. Army corps of engineers ،IRCOLD ،ICOLD ،AWWA ،USBR ،SPEC ،U.S Federal specifications ،ACI ،BS و CSA نیز ارجاع گردیده است.

۴-۵ استانداردهای مرتبط تکمیلی

فهرست استانداردهای تکمیلی نسبت به آب در جدول ۴-۵ درج شده است.

جدول (۴-۵) استانداردهای مرتبط تکمیلی

شماره ASTM	عنوان	شماره دفتر تحقیقات و معیارهای فنی
		<u>میلگرد:</u>
A36 M.	استاندارد فولادهای سازه‌ای	
A82.	استاندارد سیم‌های فولادی ساده بتن آرمه	
A184 M.	استاندارد سفره میلگردهای فولادی آجدار فابریک برای بتن آرمه	
A185.	استاندارد سفره میلگردهای فولادی ساده جوش شده فابریک برای بتن آرمه	
A242 M.	استاندارد فولاد سازه‌ای پرمقاومت با آلیاژ کم	
A496.	استاندارد سیم‌های فولادی آجدار برای بتن آرمه	
A497.	استاندارد میلگردهای آجدار از فولاد کم آلیاژ	
A706 M.	استاندارد میلگردهای گالوانیزه (روی اندود)	
A767 M.	استاندارد میلگردهای اپوکسی اندود	<u>بتن:</u>
A775 M.	استاندارد سیم‌های فولادی فابریک اپوکسی اندود (جوش شده و جوش نشده)	
	استاندارد میلگردهای آماده شده اپوکسی اندود	
A884M.9 4	استاندارد مشخصات افزونه‌های شیمیایی برای روان‌سازی بتن	<u>لاستیک:</u>
A934 M.	استاندارد روش آزمایش کلرید محلول برای بتن و ملات	
C1017.	استاندارد استفاده از دوده سیلیسی ((Silica fume))	
C1218.92	استاندارد آزمایش مشخصات مکانیکی لاستیک (تحت فشار)	
C1240.	استاندارد آزمایش مشخصات مکانیکی لاستیک (تحت کشش)	
C1064.93	مشخصات مواد مجوف قابل انعطاف (ابرولاستیک منبسط شده)	
D395.94	مشخصات پرکننده درز (پیش ساخته) برای درز بتن	
D412.92	سیستم رده‌بندی فرآورده‌های لاستیکی در کاربری‌های صنعتی	
D1056.91		
D1752.92		
D2000.95		
D2240.95	روش آزمایش مشخصات لاستیک - پایایی و سختی	

فصل ششم

کیفیت بتن

آبا

۰-۶ علائم اختصاری
 ۱-۶ کلیات
 ۱-۱-۶ تا ۴-۱-۶
 ۱-۴-۱-۶ تا ۳-۴-۱-۶
 ۵-۱-۶ تا ۷-۱-۶
 ۲-۶ مبانی تعیین نسبتهای اختلاط بتن
 ۱-۲-۶
 ۱-۱-۲-۶ و ۲-۱-۲-۶
 ۲-۲-۶

۳-۶ پایایی بتن

۱-۳-۶ کلیات

بتنی که در سازه‌های آبی به کار گرفته می‌شود، باید متراکم و یکپارچه بوده و محدودیت‌های تعیین شده برای حداکثر نسبت آب به سیمان و حداقل مقاومت فشاری را مطابق ضوابط این فصل برآورده نماید. اگر محافظت ویژه بتن مورد نظر باشد، باید به وسیله رنگ یا اندود مقاوم و یا غشاء پوششی مناسب دیگر مطابق بند ۱۱-۳-۳-۶ محافظت لازم به عمل آید.

تفسیر

منظور از بتن متراکم و یکپارچه تأکید بر بتنی است با کیفیت مطلوب (طرح اختلاط مناسب و مصالح خوب) که تحت کنترل کیفی قابل قبول اجرا شده و بخوبی لرزانده شده باشد. بتن با کیفیت مطلوب به وسیله انتخاب سیمان مناسب، ریختن با روش صحیح، زمان عمل‌آوری کافی و رعایت ملاحظات مربوط به درزهای حرکتی، کنترل و اجرایی بدست می‌آید. به تفسیر بند ۱-۳-۶ آبا نیز مراجعه شود.

۲-۳-۶ عوامل کاهنده پایایی

آبا

۱-۲-۳-۶ یخ بندان‌های متناوب

۲-۲-۳-۶ عوامل شیمیایی خورنده

۳-۲-۳-۶ سایش و فرسایش

فرسایش عبارت از تخریب تدریجی سطح بتن در اثر سایش یا خلاءزایی^۱ است. سایش سطح بتن معمولاً در کف‌های پرتردد، و در سطوح در تماس آب جاری حامل مواد معلق یا غلطان روی می‌دهد. استفاده از بتن مرغوب و در موارد حادثر استفاده از سنگدانه‌های بسیار سخت می‌تواند موجب تأمین پایایی مناسب برای مقابله با این عوامل باشد. سطوح بتنی در تماس با آب جاری با سرعت زیاد در معرض فرسایش از نوع خلاءزایی می‌باشند. این پدیده ناشی از ایجاد خلاء در سطح بتن بوده و موجبات تخریب تدریجی سطح بتن را فراهم می‌سازد.

آبا

۴-۲-۳-۶ سنگدانه‌های واکنش‌زا

۵-۲-۳-۶ خوردگی میلگرد

۶-۲-۳-۶ سولفاتها

سولفات محلول در آب یا موجود در خاک خرابی تدریجی بتن را موجب می‌گردد.

۶-۲-۳-۶ کلریدها

کلریدهای محلول در آب و موجود در بتن سخت شده (آب، سنگدانه، افزونه و سیمان) خوردگی میلگردها را شدیداً تسریع می‌کنند.

۶-۲-۳-۸ سایر عوامل

علاوه بر عوامل ذکر شده تأثیر چرخه‌های اقلیمی نظیر تابش شدید خورشید در روز و سرمای شبانه در اقلیم‌های کویری و خیس شدن و خشک شدن ناشی از شب‌های صبحگاهی، اثر بادهای نمکی می‌تواند دوام بتن را در صورتی که برای تأثیر این عوامل طراحی نشده باشد کاهش دهد.

۶-۳-۳ ضوابط ویژه برای افزایش پایداری در شرایط محیطی مختلف**۶-۳-۳-۱ استفاده از مواد حباب‌ساز**

بتن ناتراوا بتنی که احتمال دارد در معرض یخ زدن و آب شدن یا تحت اثر مواد شیمیایی یخ‌زدا یا حمله سولفات‌ها قرار گیرد باید با مواد افزودنی حباب‌ساز ساخته شود. مقدار درصد حباب هوا در بتن تازه باید طبق دت ۵۱۰ اندازه‌گیری شده و مطابق جدول ۶-۳-۳-۱ باشد. در صورتی که مقاومت فشاری مشخصه بتن، از ۳۵ مگاپاسکال (نیوتن بر میلی‌متر مربع) بیشتر باشد، می‌توان مقادیر درج شده در جدول را به میزان یک درصد کاهش داد. به‌کارگیری ماده افزودنی حباب‌ساز باید با رعایت ملاحظات بند ۳-۶-۲-۹ باشد.

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

مقدار هوا، درصد *		حداکثر اندازه اسمی سنگدانه (میلی‌متر)
شرایط محیطی متوسط ++	شرایط محیطی شدید +	
۶	۷/۵	۹/۵
۵/۵	۷	۱۲/۵
۵	۶	۱۹
۴/۵	۶	۲۵
۴/۵	۵/۵	۳۷
	۵	۵۰
	۴/۵	۷۵

* رواداری مقدار هوا در محل مصرف $15 \pm$ درصد است.

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

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

تفسیر

در بعضی شرایط محیطی شدید تشکیل حباب‌های هوا ممکن است کفایت نکند و بهتر است تدابیر ویژه مانند کاهش یخ‌بندانها و یا کاهش رویارویی با رطوبت و آب و یا حفاظت اضافی به هر وسیله ممکن به‌کار رود. به تفسیر ۱-۳-۳-۶ آبا نیز مراجعه شود.

۲-۳-۳-۶ محدودیت مقاومت و نسبت آب به سیمان

بتن در معرض شرایط محیطی نامناسب ضمن برخورداری از طرح اختلاط مناسب باید محدودیت‌های نسبت وزنی آب به مواد سیمانی و مقاومت مشخصه مندرج در جدول ۲-۳-۳-۶ (الف) را برآورده کند. نسبت آب به مواد سیمانی بخاطر پایایی در برابر محیط‌های

سولفاتی در جدول ۳-۳-۳-۶ نیز محدود شده است. در صورتی که بتن در معرض مواد شیمیایی یخزدا قرار گیرد، باید علاوه بر محدودیت‌های بالا نسبت انواع مواد سیمانی مندرج در جدول ۳-۳-۶ (ب) نیز رعایت شود. در محاسبه نسبت وزنی آب به مواد سیمانی، علاوه بر وزن سیمان باید وزن کلیه مواد سیمانی شامل انواع پوزولانها، روباره و دوده سیلیسی (در صورت وجود) نیز منظور گردد.

تفسیر

پژوهشهای اخیر ثابت نموده که مصرف خاکستر بادی یا سایر پوزولانها، روباره و دوده سیلیسی موجب کوچک تر شدن اندازه حفره‌ها و در نتیجه آب‌بندی بیشتر بتن می‌گردد. جدول ۳-۳-۶ (ب) برای کنترل مصرف بیش از حد این مواد سیمانی تدوین شده است. نظر به عدم تولید یا تولید محدود این قبیل مواد سیمانی بهتر است طراح به ملاحظات اقتصادی مصرف آنها توجه نماید.

جدول (۳-۳-۶) (الف) محدودیت‌های مربوط به شرایط محیطی ویژه

حداقل مقاومت مشخصه f_c [MPa]	حداکثر نسبت وزنی آب به مواد سیمانی	شرایط محیطی
۲۷	۰/۴۵	بتن آب‌بند: بتنی که در معرض آب شیرین یا پس آب و یا در معرض گازهای خورنده باشد.
۳۰	۰/۴۲	بتن مقاوم در برابر یخ زدن و آب شدن: بتنی که در معرض شرایط مرطوب یا در معرض مواد شیمیایی یخزدا باشد.
۳۵	۰/۴۰*	بتن مقاوم در برابر خوردگی میلگردها: برای حفاظت میلگردها در بتن که در معرض کلرید موجود در مواد یخزدا، آب شور یا لب شور یا آب دریا یا ترشح مواد مزبور باشد.

* در صورت افزایش پوشش ذکر شده در بند ۱-۹-۲-۸ به اندازه ۱۵ میلی‌متر، می‌توان نسبت آب به مواد سیمانی را به ۰/۴۵ افزایش داده و حداقل مقاومت رابه ۳۰ مگاپاسکال کاهش داد.

جدول (۲-۳-۳-۶) (ب) محدودیت مصرف مواد سیمانی برای بتن در معرض مواد یخ‌زدا

مختلف (درصد) *	حداکثر وزن مواد سیمانی	مواد سیمانی
۲۵		خاکستر بادی و سایر پوزولانها
۵۰		روباره
۱۰		دوده سیلیسی
۵۰		مجموع وزن خاکستر بادی یا سایر پوزولانها، روباره و دوده سیلیسی
۳۵		مجموع وزن خاکستر بادی یا سایر پوزولانها و دوده سیلیسی

* مجموع وزن مواد سیمانی شامل وزن سیمان نیز می‌باشد.

آب

۳-۳-۳-۶ تدابیر احتیاطی در محیطهای سولفاتی
 ۴-۳-۳-۶ مقابله با شرایط محیطی خورنده
 ۵-۳-۳-۶ محدودیت مقدار سولفات‌ها در بتن

۶-۳-۳-۶ محدودیت مقدار کلریدها در بتن مسلح

مصرف مواد افزودنی حاوی کلرید کلسیم مطلقاً مجاز نیست. همچنین به منظور حفاظت میلگردها در برابر خوردگی، حداکثر یون کلرید قابل حل در آب موجود در بتن سخت‌شده ۲۸ تا ۴۲ روزه ناشی از مواد تشکیل دهنده بتن یعنی آب، سنگدانه‌ها، مواد سیمانی و مواد افزودنی نباید از مقادیر حداکثر نشان داده شده در جدول ۶-۳-۳-۶ تجاوز کند.

جدول (۶-۳-۳-۶) حداکثر مجاز یون کلرید از نظر خوردگی فولاد

نوع قطعه بتنی	حداکثر کلرید قابل حل در آب در بتن، (در صد نسبت به وزن سیمان)
بتن پیش تنیده *	۰/۰۶
بتن آرمه معمولی	۰/۱۰

* این مجموعه ضوابط بتن پیش تنیده را پوشش نمی‌دهد و مقدار داده شده فقط برای مقایسه می‌باشد.

تفسیر

به تفسیر آبا مراجعه شود.

۶-۳-۳-۷ تدابیر احتیاطی در برابر کلریدهای مجاور بتن مسلح

در صورتی که بتن آرمه در معرض مواد یخزدا، نمک، آب شور یا لب شور، آب دریا یا تراوش اینگونه آبها قرار گیرد، ضوابط جدول ۶-۳-۳-۲ (الف) و حداقل پوشش، بند ۸-۲-۹ باید برآورده شود.

تفسیر

اگر بتن آرمه در معرض کلریدها قرار داشته باشد، طراح باید شرایط سازه را از نظر شدت اثر کلریدها ارزیابی نموده و متناسباً پوشش اضافی برای میلگردها مطابق بند ۸-۲-۹ منظور نماید. همچنین مصرف روباره طبق ضوابط ASTM C989 یا خاکستر بادی طبق ضوابط ASTM C618 و به‌کارگیری بتن با مقاومت فشاری بیشتر پایایی بتن آرمه را در مقابل اثر کلریدهای خارجی افزایش می‌دهد. مصرف دوده سیلیسی مطابق ضوابط ASTM C1240 همراه با یک افزونه کاهش دهنده آب (روان ساز) مناسب و قوی مطابق ضوابط ASTM C494 نوع F و G یا ضوابط ASTM C1017 مقاومت اضافی در برابر کلریدها به‌وجود می‌آورد.

انجام آزمایش شدت نفوذپذیری کلرید به‌وسیله AASHTO T 277 بر روی مخلوط تازه بتن پیش از مصرف اطمینان نسبی بیشتری برای پایایی بتن در برابر کلریدها به‌وجود می‌آورد.

۸-۳-۳-۶ تدابیر احتیاطی در برابر خوردگی میلگردها

علاوه بر کنترل عرض ترک و تأمین پوشش کافی که در فصل‌های بعدی دیده خواهد شد، در شرایطی که انتظار می‌رود خرابیهایی از قبیل فاسدشدن، ورقه شدن، پوسته شدن، جدا شدن و یا هر گونه خرابی دیگر موضعی در مجاورت و دور تا دور میلگردها گسترش یابد، باید تدابیر حفاظتی ویژه برای میلگردها به کار گرفته شود. در صورت به کارگیری میلگردهای اپوکسی اندود باید از پیوستگی پوشش اپوکسی اطمینان حاصل گردد. از تماس بین فلزات غیرهمجنس باید اجتناب شود. با قراردادن جداگرها باید فلزات مختلف را از یکدیگر مجزا کرد.

تفسیر

شدت خوردگی که اقدامات حفاظتی سطحی بتن را الزام آور می‌کند، از ملایم تا خیلی شدید متغیر بوده و به ترکیبات شیمیایی یا ضایعات صنعتی و شهری در تماس با آن بستگی دارد. انواع حفاظت در برابر حمله ترکیبات شیمیایی نیز متناسب با نوع و انباشتگی آنها و تواتر تماس و شرایط فیزیکی مانند دما، فشار، کرناتی بودن و فرسایش مکانیکی و چرخه یخ زدن و آب شدن متغیر و متفاوت می‌باشد. در استفاده از میلگردهای اپوکسی اندود می‌توان از مرجع ۱۳ تحت عنوان **Field Handling Techniques for Epoxy - coated Rebar at Job site** استفاده نمود.

۹-۳-۳-۶ تدابیر احتیاطی برای مقابله با سایر ترکیبات شیمیایی

بتن باید در برابر تأثیرهای زیانبار احتمالی ترکیبات شیمیایی یا گازهای خورنده محافظت شود. نوع سیمان و طرح اختلاط مناسب و همچنین روش مخلوط کردن، ریختن، لرزاندن، پرداخت کردن و عمل آوردن صحیح غالباً بتنی متراکم، آب‌بند، هوا بند و پایا در برابر تأثیرهای اوردازیانبار ترکیبات شیمیایی مختلف بدست می‌دهد. در صورتی که حفاظت ویژه احتیاطی لازم باشد، نوع حفاظت باید با توجه به نوع و شدت تأثیر ترکیب شیمیایی یا گاز خورنده تعیین گردد. به طور مثال بتنی که با اسیدها یا محلولهای شیمیایی خورنده در تماس باشد باید با سیمان و طرح اختلاط ویژه تهیه شود، در غیر اینصورت باید به وسیله اندود یا یک پوشش مناسب از این ترکیبات جدا نگهداشته شود.

ماده درزبند و نوار آب‌بند انتخابی نیز باید در برابر تأثیرهای زیانبار احتمالی ترکیبات شیمیایی و گازهای خورنده مقاوم باشد. کیفیت ماده درزبند باید به توسط آزمایش‌های ASTM 920، مشخصات فنی TT- S-00277E و کیفیت نوار آب‌بند باید به توسط آزمایش‌های ASTM D570، ASTM D746، ASTM D1149 و کیفیت نوار آب‌بند از نوع PVC به توسط آزمایش CRD - C572 کنترل شود.

در صورت فقدان اطلاعات و سابقه کافی باید کارایی تدابیر حفاظتی مورد نظر از راه آزمایش ارزیابی شده و قضاوت مهندسی مؤثری به عمل آید.

سازه‌های زیر و مانند آنها وقتی در معرض تأثیرهای زیانبار ترکیبات شیمیایی باشند باید از حفاظت لازم برخوردار باشند:

الف - تأسیسات تصفیه آب و فاضلاب شهری و صنعتی

ب - مخازن ذخیره آب و پس آب

پ - تلمبه‌خانه‌ها

ت - مجاری فاضلاب و تأسیسات مربوط

ث - انبار ذخیره مواد شیمیایی

جدول ۶-۳-۹ نحوه حفاظت سازه بتنی در برابر ترکیبات شیمیایی مضر را تعیین می‌نماید.

تفسیر

دیده شده که اضافه کردن پوزولانها مانند خاکستر بادی و دوده سیلیسی (Silica fume) نفوذپذیری بتن را کاهش داده و مقاومت بتن را در مقابل تأثیرهای زیانبار ترکیبات شیمیایی افزایش می‌دهند. یکی از آثار زیانبار و مخرب در سازه‌های بتنی تأسیسات آب و فاضلاب شهری اکسیده شدن سولفور هیدروژن در مجاورت رطوبت و اکسیژن و تشکیل اسید سولفوریک می‌باشد که پس از ترکیب با آهک (هیدرواکسید کلسیم) موجود در بتن سولفات کلسیم (گچ) بدست می‌دهد که pH بتن سطحی و خاصیت قلیایی بتن محافظ میلگرد را کاهش داده و موجبات خوردگی آنها را فراهم می‌سازد. (برای اطلاعات بیشتر به جلد ۶۹ کتاب راهنمای ASCE مراجعه شود). جدول 2.5.2 در ACI 515 - 1R اطلاعات بیشتری در مورد تأثیرهای ترکیبات شیمیایی بر بتن ارائه می‌دهد.

توجه ویژه‌ای باید به ترکیبات محلول در دماها یا فشارهای زیاد، که ممکن است فرایند خوردگی میلگردها را تشدید کند، معطوف نمود. در این حالت مایع یا گاز ممکن است تحت فشار به داخل دانه‌ها یا ترکهای مویی نفوذ نموده و در تماس با میلگردها یا قطعات فلزی مهار شده قرار گرفته و موجبات خوردگی سریعتر آنها را فراهم سازد.

گازهای ازن و اکسیژن در تماس با بتن نسبتاً بی اثرند، ولی در تماس با میلگرد و قطعات فلزی داخل بتن بسیار مضر و خورنده‌اند. گاز ازن در برابر اغلب گونه‌های نوار آب‌بند، ماده درزبند و پوشش‌ها از خود واکنش نشان می‌دهد. سنگدانه‌های دارای واکنش قلیایی نیز باید مورد توجه ویژه قرار گیرند.

برای مقابله با تأثیرهای زیانبار اسیدها به وفور از اندودهای سیمانی ویژه بعنوان پوشش محافظ در مخازن و حوضچه‌ها استفاده به عمل آمده است. طراح باید از کارایی این اندودها اطمینان حاصل نماید. بعضی از اندودهای سیمانی به اصطلاح مقاوم در برابر اسیدها، وقتی در معرض محلولهای ساحلی با pH بیشتر از ۸ قرار گیرند، بسرعت متلاشی می‌شوند. طراح می‌تواند اطلاعات کافی را از سازنده اندود سیمانی ویژه دریافت نموده و یا از ACI 515 - 1R با عنوان " راهنمای سیستم‌های عایق رطوبتی، آب‌بندی، موانع حفاظتی و دکوراتیو برای بتن " استخراج نماید.

انجام آزمایش‌ها و بررسی‌های زیر، حسب مورد، قبل از شروع به اجرای سازه‌های آبی غیرموقت توصیه می‌شود:

- الف - تعیین تجمع چند ترکیب شیمیایی، دمای مایع یا گاز و pH.
- ب - تجمع کربن دی اکسید حل شده در مایع در حال جریان.
- پ - آزمایشات لازم برای واکنش قلیایی احتمالی سنگدانه‌ها.
- ت - آزمایش سنگ نگاری از نمونه بتن (ASTM C 295 یا مشابه)

جدول (۶-۳-۹) حفاظت سازه بتنی در برابر ترکیبات شیمیایی مضر

نحوه حفاظت	ترکیبات شیمیایی
ترکیبات شیمیایی این گروه مضر به حساب نمی‌آیند ولی آثار و باقیمانده آنها می‌تواند واکنشهایی در برابر ترکیبات شیمیایی دیگر در آینده داشته باشد. بتن‌های متراکم با طرح اختلاط و نوع سیمان مناسب می‌توانند در مقابل این گروه ترکیبات پایایی مطلوب داشته باشند.	گروه اول: - کربن فعال (اگر مخلوط شود در گروه سوم قرار می‌گردد) - سیلیس فعال (اگر مخلوط شود در گروه سوم قرار می‌گردد) - هیدرواکسید کلسیم (آهک) - اکسید کلسیم - پتاسیم پرمنگنات - بیکربنات سدیم (به واکنش قلیایی هم توجه شود) - کربنات سدیم - فلوروات سدیم - هیدروکسید سدیم (اگر تجمع آن بیش از ۲۰ درصد باشد در گروه سوم قرار می‌گیرد) - سیلیکات سدیم - سیلیکو فلوروات سدیم - فسفات سدیم (سه تایی)
بتن‌هایی که در معرض این گروه ترکیبات قرار گیرند باید با سیمان‌های ضدسولفات ساخته شوند یا به وسیله اندود یا پوشش اضافی محافظت شوند.	گروه دوم: - سولفات مس - سولفات آهن
بتن‌هایی که در معرض این گروه ترکیبات شیمیایی باشند باید به وسیله یک لایه محافظ یا اندود سطحی محافظت شوند.	گروه سوم: - کربن فعال (اگر مخلوط نشود در گروه ۱ قرار می‌گردد) - سیلیس فعال (اگر مخلوط نشود در گروه ۱ قرار می‌گردد) - آلوم مایع (ALUM) - سولفات آلومینیم - آمونیوم - سولفات آلومینیم - پتاسیم - سولفات آلومینیم - سولفات آمونیوم - هیپوکلرات کلسیم - کلرین - کلرید آهن - اسید فلئوسیلیک - بی سولفات سدیم - هیدروکسید سدیم (اگر کمتر از ۲۰ درصد تجمع داشته باشد در گروه اول قرار می‌گیرد). - اسید سولفوریک - نمکهای سدیم و پتاسیم (ممکن است با سنگدانه‌ها واکنش داشته باشند)

۶-۳-۳-۱۰ حفاظت بتن در برابر فرسایش سطحی

۶-۳-۳-۱۰-۱ بتن باید در برابر فرسایش ناشی از خرابی‌های خلاءزایی یا سایش حفاظت شود.

تفسیر

فرسایش ناشی از خرابی خلاءزایی در سطح بتن به صورت تشکیل سوراخها و چاله‌های کوچک سطحی ظاهر می‌شود. منشاء این خرابی‌ها خلاء ایجاد شده در فصل مشترک جدار مجرا و مایع است. فرسایش ناشی از خرابی سایشی سطح بتن به خاطر ساییده شدن ذرات لای، ماسه، شن، سنگ و سایر اجسامی که از روی بتن می‌گذرد ایجاد می‌شود.

۶-۳-۳-۱۰-۲ برای حفاظت سطح بتن در برابر خرابی خلاءزایی، می‌توان یکی از تدابیر زیر یا ترکیبی از آنها را به کار گرفت.

الف - کاهش سرعت جریان و افزایش فشار با قراردادن موانع^۱.
ب - کاهش ضریب خلاءزایی^۲ با محدود کردن رواداری ناهمواری سطحی و انتخاب مناسب شکل سازه.

پ - دمیدن هوا به داخل جریان.

ت - بکاربردن مصالح مقاوم در برابر فرسایش. (رجوع به بند ۶-۳-۳-۱۰-۳).
برای اطلاعات بیشتر در مورد ضریب خلاءزایی به پیوست ۲ رجوع شود.

تفسیر

ضریب خلاءزایی ضریبی است بدون بعد که برای اندازه‌گیری احتمال خرابی خلاءزایی به کار می‌رود. این ضریب تابعی از فشار و سرعت مایع در حال جریان است. برای اطلاعات مفصل‌تر به پیوست ۲ رجوع شود. برای تعیین حجم مناسب هوای لازم می‌توان از مدل تئوریک (روش اجزای محدود) یا مدل فیزیکی استفاده نمود. (به بند 5.3 در ACI 210R رجوع شود). حجم مناسب هوا حدود ۸ درصد حجم آب گذرا می‌باشد.

1 - baffles

2 - cavitation index

۳-۳-۶-۱۰-۳ برای حفاظت سازه در برابر فرسایش ناشی از خلاءزایی و سایش، باید علاوه بر آزمایش باروش ASTM C1132 یا مشابه، ملاحظات طراحی ویژه زیر در تهیه و ساخت بتن رعایت گردد:

- الف - مقاومت مشخصه بتن از ۳۵ مگاپاسکال کمتر نباشد.
- ب - نسبت آب به مواد سیمانی از ۰/۴ بیشتر نباشد.
- پ - میزان حباب‌های هوای اضافه شده در صورت قرار گرفتن در معرض یخ بندان‌های تکراری از ۶ درصد و در شرایط عادی از ۳ درصد تجاوز نکند.
- ت - وزن سیمان مصرفی در هر مترمکعب بتن سخت شده از ۳۶۰ کیلوگرم کمتر نباشد.
- ث - سنگدانه‌های به کار رفته سخت، متراکم و تمیز باشند.
- ج - استفاده از بتن الیافی نیز می‌تواند مؤثر باشد که باید با توجه به مشکلات ناشی از پدیده جدایی دانه‌ها^۱ و ضوابط و راهنمایی‌های سازنده الیاف یا استانداردهای معتبر به کار رود. در صورتی که حفاظت بیشتری مورد نیاز باشد، باید از اندودهای ویژه یا پوشش حفاظتی مناسب دیگر استفاده نمود. (به بند ۳-۳-۶-۱۱ رجوع شود).

تفسیر

پایایی بتن در برابر فرسایش ناشی از خرابی خلاءزایی و سایش در درجه اول به عوامل زیر بستگی دارد:

الف - مقاومت فشاری بتن، f_c

ب - مشخصات سنگدانه‌ها

پ - پرداخت سطح بتن

ت - نحوه عمل آوردن بتن

تجربه نشان داده که عامل مقاومت فشاری مهمترین عامل کنترل کننده پایایی بتن در برابر فرسایش است.

بتن مقاوم در مقابل فرسایش ناشی از خرابی خلاءزایی یا سایش باید حتی الامکان دارای درشت ترین سنگدانه، سخت ترین سنگدانه درشت، کمترین نسبت آب به سیمان باشد. بتن محتوی سنگدانه چرت حدود دو برابر بیشتر از بتن محتوی سنگدانه آهکی از خود در برابر سایش مقاومت نشان می‌دهد (ACI 210R). تأمین سنگدانه سخت و با کیفیت و هرگونه تدبیری که به خمیر سیمان مقاوم منتهی شود، دوام بتن را در مقابل سایش افزایش می‌دهد.

تفسیر

از طرف دیگر در مواردی که سنگدانه سخت در دسترس نباشد، اختلاط شامل درصد نسبتاً زیادی از روان کننده و دوده سیلیسی می‌تواند بتن مقاوم تا مقاومت حتی 100 Mpa بدست دهد. به نظر می‌رسد که خمیر سیمان بسیار سخت در چنین بتن مقاوم رمز دوام آن در برابر فرسایش سایشی بوده و عامل سختی سنگدانه‌ها از اهمیت کمتری برخوردار است. سنگدانه‌ها باید ملزومات ASTM C33 را برآورده کنند و بتن باید مطابق ASTM C1138 آزمایش شود. بتنی پذیرفتنی است که در ۷۲ ساعت طول مدت آزمایش فقط کمتر از ۴ درصد از جرم خود را از دست داده باشد. شرح مفصل این معیار پذیرش در ACI 210R آمده است.

۴-۱۰-۳-۳-۶ در صورتی که سازه در خطر فرسایش از نوع خلاءزایی باشد باید کیفیت مطلوب سطوح در تماس با جریان مایع به توسط اعمال رواداریهای محدود کننده تر در مشخصات فنی خصوصی تضمین گردد. همچنین دقت شود که امتداد میلگردها در سفره نزدیک به سطح بتن در امتداد جریان باشد.

تفسیر

ناهمواری‌های سطحی حتی در سرعتهای کم می‌تواند عامل خرابی ناشی از خلاءزایی باشد. برآورده کردن رواداری‌های ACI 117 لازم است ولی در شرایط بحرانی ممکن است رواداریهای محدود کننده تر ضرورت یابد. به‌کارگیری مصالح با کیفیت و طرح اختلاط خوب، دوام بتن را در برابر فرسایش خلاءزایی افزایش می‌دهد ولی احتمال خرابی را از بین نمی‌برد. تنها راه چاره از بین بردن منشاء خلاءزایی است. طرح بتن با مقاومت زیاد و با نسبت آب به سیمان کم، به‌کارگیری دوده سیلیسی و محدود کردن حداکثر دانه‌ها به ۳۸ میلی‌متر و به‌کارگیری مواد افزودنی روان ساز، دوام سازه را در برابر فرسایش خلاءزایی افزایش می‌دهد.

۶-۳-۱۱ پوشش محافظ و اندود

۶-۳-۱۱-۱ وقتی شرایط فرسایش به حدی شدید باشد که علیرغم کیفیت خوب بتن خرابی سریع آن محرز گردد، اجرای اندود یا تعبیه یک لایه پوششی مقاوم روی سطح بتن الزامی است. لایه پوششی یا اندودی که برای حفاظت در برابر ترکیبات شیمیایی یا گازهای زیانبار (با احتمال حمله به بتن یا میلگرد) پیش‌بینی شده باشد، باید کاملاً غیر قابل نفوذ بوده و به‌خوبی به سطح بتن بچسبد. پیش از اجرای لایه پوششی یا اندود، خرابی‌های سطحی و عمقی بتن تعمیر شده، کلیه ترک‌ها مسدود گردیده و سطح بتن به توسط فشار شدید آب یا سندبلاست شسته و محافظت شود. در صورتی‌که از محلول رقیق اسید برای شستشوی بتن استفاده شده باشد، سطح بتن به توسط آب شسته شود.

تفسیر

باید به تأثیر حمله ترکیبات شیمیایی، گازها و باکتری‌ها و خزّه‌های منشاء خوردگی به بتن توجه نمود و لایه پوششی یا اندود مناسب برای حفاظت آن در نظر گرفته شود. لایه پوششی یا اندود باید با مواد تمیز کننده و تعمیری به‌کار رفته در سطح بتن همخوانی داشته باشد. از مراجع اصلی زیر می‌توان به عنوان راهنما و دستورالعمل کار در حفاظت بتن در برابر حمله مواد شیمیایی و اجرای لایه یا اندود پوششی استفاده نمود :

الف - ACI 515.1R

ب - "Effect of Substances on Concrete and Guide to Protective Treatments"

IS001T از انتشارات انجمن پرتلند (Portland Cement Association)

پ - دستورالعمل شماره 03732 انستیتوی بین‌المللی تعمیر بتن

(International Concrete Repair Institute (ICRI) تحت عنوان "انتخاب و تجویز

دستورالعمل آماده‌سازی سطح بتن برای درزگیری، اندود و پوشش پلیمری"

۶-۳-۱۱-۲ موقعی‌که لایه پوششی یا اندود برای مقابله با گاز ازن در نظر گرفته شده

است، همخوانی و دوام آن باید به‌وسیله آزمایش کنترل شود.

تفسیر

توجه ویژه به حساسیت PVC در مجاورت گاز ازن لازم است.

۳-۳-۱۱-۳-۶ ضخامت اندود یا لایه پوششی باید برای شرایط محیطی مورد نظر کافی باشد. کفایت ضخامت اندود یا لایه پوششی می‌تواند به وسیله آزمایش بررسی شود.

تفسیر

در صورت نیاز به اطلاعات بیشتر در مورد لایه پوششی و اندود می‌توان به "Concrete Structures Containing Hazardous Materials, ACI 350" مراجعه نمود.

۴-۳-۱۱-۳-۶ در صورتی که نشت بخار آب از لایه پوششی مجاز نباشد، کنترل آن بطریق آزمایش ضروری است.

تفسیر

گرچه قابلیت عبور هوا از لایه‌های پوششی اغلب یک مزیت است ولی در بعضی سازه‌های خاص هوابندی لایه پوششی برای ممانعت از نشت گازهای خطرناک، به ویژه وقتی که با هوا مخلوط شوند، الزامی است. نشت گازها بجز بخار آب، با توجه به استفاده مورد نظر باید آزمایش شود. در مورد بخار آب، طبق ASTM E96، سرعت نشت حداکثر تا 1×10^{-6} سانتیمتر در هر ثانیه قابل قبول است.

۵-۳-۱۱-۳-۶ اندود یا لایه پوششی وقتی در مجاورت ترکیبات شیمیایی قرار دارد باید:

الف - در مایع مجاور حل نشود.

ب - با ایجاد ترک در بتن ترک نخورد.

اندود یا لایه پوششی باید در برابر فرسایش ناشی از اجسام معلق که با سرعت به همراه مایع در جریان می‌باشند مقاوم باشد.

اندود یا لایه پوششی باید قادر به حفظ یکپارچگی سطحی بوده و روی ترک‌ها و درزها را بپوشاند.

تفسیر

ترک‌ها و درزهای موجود ممکن است قبل اجرای لایه پوششی یا اندود نیاز به مرمت‌های ویژه داشته باشد. هرگاه اندود یا لایه پوششی در معرض فرسایش ناشی از خلاءزایی یا سایش باشد، باید به توسط آزمایش‌های ASTM D660، ASTM D661، ASTM D662 و ASTM D4214 یا مشابه آنها پایایی آنها اثبات شود. کاستی ضخامت لایه پوششی یا اندود کمتر از تا ۵۰ درصد درطول عمر کاربری سازه پذیرفتنی است. برای تشریح این‌گونه آزمایش‌ها به "Cavitation Resistance OF Some Special Concretes" تالیف Houghton, Borge and Paxton و بند 9.2.8 از ACI 210R رجوع شود.

۶-۱۱-۳-۳-۶ موقعیکه اندود یا لایه پوششی در مجاورت آب آشامیدنی قرار دارد باید کلیه استانداردهای جاری مربوطه را برآورده کند.

تفسیر

انتشار بخارهای سمی ناشی از اندود یا لایه پوششی ممکن است موجب صدمات بهداشتی و ایمنی شوند، لذا تهویه کافی به‌منظور حفظ بهداشت و ایمنی کارگران، در هنگام اجرای لایه پوششی یا اندود الزامی است. همچنین در صورت در دسترس نبودن استاندارد ملی می‌توان به ANSI/NSF 61 برای آب آشامیدنی مراجعه نمود.

۶-۱۲-۳-۳-۶ تعبیه درز

درزهای حرکتی (انقباضی، انبساطی و جداکننده) و درزهای اجرایی برای کمینه کردن خرابی (ترک‌خوردگی، ورقه شدن، خوردگی میلگرد) در بتن آرمه طراحی می‌شوند. تعداد، فاصله و جزئیات اجرایی درزها برای تأمین یکپارچگی و سلامت بتن در محدوده بین درزها و همچنین برای رواداشتن چرخه‌های تغییر شکل‌های ایجاد شده در اجزای متشکله درز (پرکننده، نوار آب‌بند و درز بند) طراحی می‌شوند. ملاحظات اجرایی و طراحی درزها در فصل نهم آمده است.

□ ۴-۶ تعیین نسبت‌های اختلاط براساس تجربه کارگاهی با مخلوط‌های آزمایشی

ملاحظات مربوط به پایایی بتن شامل: تراکم، مقاومت فشاری، غیر قابل نفوذ بودن، مقاوم بودن در برابر خوردگی و ترکیبات شیمیایی و سایش و فرسایش و غیره باید در طرح اختلاط منظور گردد. رعایت تمامی مشخصه‌های بتن بجز مقاومت می‌تواند به‌طور مستقیم در طرح اختلاط منظور شود، ولی تأمین مقاومت لازم که مهمترین مشخصه بتن می‌باشد نیازمند تجربه کارگاهی یا بررسی مخلوط‌های آزمایشی است.

تفسیر

تعیین طرح اختلاط بر اساس تجربه کارگاهی یا آزمایش‌های آزمایشگاهی باید انجام شود. تعیین طرح اختلاط بر اساس نسبت آب به سیمان مجاز نیست.

آب

۴-۶-۱ مقاومت فشاری مشخصه بتن

۴-۶-۲ رده بندی بتن

رده بندی بتن به لحاظ مقاومت مشخصه آن به ترتیب زیر است

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

اعداد بعد از حرف C بیانگر مقاومت فشاری مشخصه بتن بر حسب نیوتن بر میلی‌متر مربع می‌باشند. بتن‌های رده C25 و بالاتر در اعضای بتن آرمه سازه‌های آبی به‌کار می‌روند. بتن‌های رده C16 و بالاتر در بتن آرمه سازه‌های معمولی به‌کار می‌روند، استفاده از بتن رده C12 در سازه‌های غیر آبی تنها با داشتن توجیه کافی و با رعایت شرایط لازم مجاز است. برای بتن‌های مقاوم ترازده C50، علاوه بر مقررات این بخش، ضوابط ویژه دیگری هم باید رعایت شود.

تفسیر

رده بندی بتن بر اساس مقاومت مشخصه آن، بر حسب نیوتن بر میلی متر مربع که با آزمایش روی نمونه های استوانه ای استاندارد اندازه گیری می شود، انجام می پذیرد. جدول (۶-۴-۲) موارد کاربرد رده های مختلف بتن را نشان می دهند.

جدول (۶-۴-۲) موارد کاربرد رده های مختلف بتن

مقاومت مشخصه	رده بتن	موارد کاربرد
۶	C6	ماده پر کننده
۸	C8	ماده پر کننده - بتن نظافت
۱۰	C10	ماده پر کننده، بتن نظافت، بتن ساده (بدون میلگرد)
۱۲	C12	بتن ساده، بتن آرمه (با مراعات شرایطی)
۱۶	C16	بتن آرمه و بتن ساده
۲۰	C20	بتن آرمه و بتن ساده
۲۵	C25	بتن آرمه - بتن پیش تنیده
۳۰	C30	بتن آرمه - بتن پیش تنیده - بتن سازه آبی
۳۵	C35	بتن آرمه - بتن پیش تنیده - بتن سازه آبی
۴۰	C40	بتن آرمه - بتن پیش تنیده - بتن سازه آبی
۴۵	C45	بتن آرمه - بتن پیش تنیده - بتن سازه آبی
۵۰	C50	بتن آرمه - بتن پیش تنیده - بتن سازه آبی

یادآوری می شود بتن های بالاتر از رده ۵۰، بتن خاص محسوب می شوند و در محدوده کاربرد این آیین نامه نیستند. همچنین ضوابط طراحی بتن های ساده و پیش تنیده از شمول این مجموعه ضوابط خارج است.

آبا

۱-۲-۴-۶ روش‌های تعیین نسبت‌های اختلاط

۳-۴-۶ انحراف استاندارد

۲-۳-۴-۶ و ۱-۳-۴-۶

۴-۴-۶ مقاومت فشاری لازم

۲-۴-۴-۶ و ۱-۴-۴-۶

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

۲-۵-۴-۶ و ۱-۵-۴-۶

۶-۴-۶ تقلیل یا افزایش مقاومت فشاری متوسط

۲-۶-۴-۶ و ۱-۶-۴-۶

۵-۶ ارزیابی و پذیرش بتن

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

۶-۱-۵-۶ تا ۱-۱-۵-۶

۲-۵-۶ ضوابط پذیرش بتن - آزمون‌های به‌عمل آمده در آزمایشگاه

۴-۲-۵-۶ تا ۱-۲-۵-۶

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

۴-۳-۵-۶ تا ۱-۳-۵-۶

۴-۵-۶ آزمون‌های آگاهی

۶-۶ بررسی بتن‌های با مقاومت کم

۶-۶ تا ۱-۶-۶

۷-۶ کنترل و بازرسی

فصل هفتم

اختلاط بتن و بتن‌ریزی

آبا

- ۰-۷ علایم اختصاری
- ۱-۷ نیروهای انسانی، تجهیزات و آماده سازی محل بتن‌ریزی
 - ۱-۱-۷ نیروی انسانی
 - ۲-۱-۷ تجهیزات و وسایل
 - ۳-۱-۷ آماده سازی محل بتن‌ریزی
- ۲-۷ اختلاط بتن
 - ۱-۲-۷ تا ۳-۲-۷
 - ۱-۳-۲-۷ تا ۶-۳-۲-۷
 - ۴-۲-۷
- ۳-۷ انتقال بتن
 - ۱-۳-۷ تا ۳-۳-۷
- ۴-۷ بتن‌ریزی
 - ۱-۴-۷ تا ۱۰-۴-۷
- ۵-۷ عمل آوردن بتن
 - ۱-۵-۷ کلیات
 - ۱-۱-۵-۷ تا ۳-۱-۵-۷
 - ۲-۵-۷ روش‌های عمل آوردن
 - ۱-۲-۵-۷ تا ۳-۲-۵-۷
 - ۳-۵-۷ مدت عمل آوردن
 - ۴-۵-۷ کنترل کفایت عمل آوردن

آبا

- ۶-۷ بتن‌ریزی در شرایط ویژه
- ۱-۶-۷ بتن‌ریزی در هوای گرم
۱-۱-۶-۷ تا ۹-۱-۶-۷
- ۲-۶-۷ بتن‌ریزی در مناطق ساحلی خلیج فارس و دریای عمان
۱-۲-۶-۷ تا ۱۵-۲-۶-۷
- ۳-۶-۷ بتن‌ریزی در هوای سرد
۱-۳-۶-۷
- ۲-۳-۶-۷ تدابیر احتیاطی
- ۳-۳-۶-۷ مصالح مصرفی
- ۴-۳-۶-۷ الزامات طرح اختلاط بتن
- ۵-۳-۶-۷ حداقل دمای بتن
- ۶-۳-۶-۷ نکات مربوط به حمل و ریختن بتن
- ۷-۳-۶-۷ عمل آوردن بتن تازه
- ۸-۳-۶-۷ محافظت بتن سخت شده
- ۷-۷ روش‌های ویژه کاربرد بتن
- ۱-۷-۷ بتن پاشیده
- ۱-۱-۷-۷ بتن پاشیده خشک
- ۲-۱-۷-۷ بتن پاشیده تر
- ۳-۱-۷-۷ مشخصات کلی
- ۲-۷-۷ بتن‌ریزی در زیر آب
- ۱-۲-۷-۷ مشخصات کلی
- ۲-۲-۷-۷ روش اجرا
- ۳-۷-۷ بتن پیش‌آکنده
- ۴-۷-۷ بتن مکیده
- ۱-۴-۷-۷ کلیات
- ۲-۴-۷-۷ روش اجرا
- ۸-۷ کنترل و بازرسی

□ ۹-۷ بتن حجیم

در سازه‌های آبی، بتن نقش مهمی دارد و معمولاً در حجم زیاد به کار می‌رود. ملاحظات مربوط به اختلاط، نحوه جاگذاری و کنترل کیفیت بتن حجیم مفصل است و در این مجموعه ضوابط نمی‌گنجد. لذا برای ضوابط ویژه بتن حجیم تا زمانیکه استاندارد ملی وجود ندارد بسته به مورد به استانداردهای جدول ۹-۷ یا مشابه آنها مراجعه شود.

جدول (۹-۷) استانداردهای مرتبط با بتن حجیم

شماره کد یا نشریه	نام
نشریه ۱۹۸ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی نشریه ۱۹۹ استاندارد مهندسی آب	راهنمای طراحی سازه‌ای بندهای انحراف آب
ACI 207.5R	بتن غلطکی
ACI 207.4R	سیستم‌های عایق حرارتی برای بتن حجیم
ACI 224R	کنترل ترک خوردگی
ACI 207.2	ترک در بتن حجیم
ACI 308	روش‌های عمل آوردن بتن
ACI 207.1	طرح اختلاط بتن حجیم
ACI 207.1	مشخصات و رفتار بتن حجیم
—	نشریات مربوط از انتشارات USBR
—	نشریات مربوط از انتشارات ICOLD
—	نشریات مربوط از انتشارات IRCOLD
—	نشریات مربوط از US Army corps OF Engineers

فصل هشتم

جزییات میلگردبندی

آبا

- ۰-۸ علایم اختصاری
- ۱-۸ مشخصات و شرایط اجرایی
- ۱-۱-۸ خواص مکانیکی میلگردها
- ۲-۱-۸ بریدن میلگردها
- ۳-۱-۸ خم کردن میلگردها
- ۷-۳-۱-۸ تا ۱-۳-۱-۸

۸-۳-۱-۸ حتی المقدور از ایجاد خم غیر لازم در میلگردها خودداری شود.

آبا

- ۴-۱-۸ حمل و انبار کردن میلگردها
- ۵-۴-۱-۸ تا ۱-۴-۱-۸
- ۵-۱-۸ شرایط رویه میلگردها
- ۶-۱-۸ جاگذاری و بستن میلگردها
- ۷-۶-۱-۸ تا ۱-۶-۱-۸
- ۲-۸ جزییات میلگردبندی
- ۱-۲-۸ نوع میلگردهای مصرفی
- ۲-۲-۸ قطرهای اسمی
- ۳-۲-۸ کاربرد توام انواع مختلف فولاد

آبا

۴-۲-۸ مهار میلگردها
 ۱-۴-۲-۸ کلیات
 ۲-۴-۲-۸ قابهای استاندارد
 ۳-۴-۲-۸ قطرهای مجاز خمها
 ۴-۴-۲-۸ حداقل قطر خمها
 ۵-۲-۸ وصله کردن میلگردها
 ۱-۵-۲-۸ تا ۵-۵-۲-۸
 ۶-۲-۸ محدودیت‌های فاصله میلگردها
 ۱-۶-۲-۸ تا ۶-۶-۲-۸

۷-۶-۲-۸ در دیوارها و دال‌های سازه‌های نگه‌دارنده آب فاصله بین میلگردهای خمشی نباید از ۳۰۰ میلی‌متر بیشتر باشد. حداکثر فاصله مجاز میلگردها در بعضی سازه‌های حساس مانند مخازن ممکن است با توجه به ضوابط مربوطه کمتر اختیار شود.

آبا

۷-۲-۸ گروه میلگردهای در تماس
 ۸-۲-۸ پوشش بتنی روی میلگردها
 ۱-۸-۲-۸ و ۲-۸-۲-۸
 ۹-۲-۸ ضخامت پوشش بتنی روی میلگردها

۱-۹-۲-۸ کلیات

ضخامت پوشش بتنی روی میلگردها نباید کمتر از مقادیر زیر اختیار شود :
 الف - ۲/۵ برابر قطر میلگردها (در مورد قطر مؤثر گروههای میلگردها به بند ۱-۷-۲-۸ ج رجوع شود).
 ب - ۱/۵ برابر اندازه اسمی سنگدانه‌ها

- ج - در صورتی که بتن در معرض خاک، آب (یا مایعات دیگر)، فاضلاب شهری یا هوا باشد، ضخامت پوشش میلگردها نباید کمتر از ۵۰ میلی‌متر باشد.
- د - ضخامت پوشش بتنی روی میلگردها باید ضوابط بندهای ۲-۹-۲-۸ تا ۲-۹-۲-۸ را برآورده کند.

تفسیر

مقصود از سطوح بتن در معرض خاک، آب (یا مایعات دیگر)، فاضلاب شهری یا هوا، سطوح بتنی است که، علاوه بر تغییرات دما، در معرض تغییرات رطوبت باشد. دال‌ها و پوسته‌های نازک معمولاً به‌طور مستقیم در معرض شرایط بالا نیستند، مگر آنکه در معرض تغییرات رطوبت به‌صورت تر شدن و خشک شدن مکرر یا رطوبت ناشی از تعریق (Condensation) و یا رطوبت حاصل از نشت مستقیم آب از جسم دال یا پوسته باشند.

سطح زیر دال‌های پوشاننده سازه‌های محتوی آب (با بازشوهایی که مساحت آنها کمتر از ۲۵ درصد سطح کل پوشش باشد) در معرض شرایط گفته شده در بالا می‌باشند. هرگاه تشکیل اسید سولفوریک محتمل باشد، سطح بتن باید به‌وسیله یک پوشش ضد اسید محافظت شود.

آب

۲-۹-۲-۸

- ۳-۹-۲-۸ در صورتی که بتن در جوار دیواره خاکی مقاوم ریخته شود و به‌طور دائم با آن در تماس باشد، ضخامت پوشش نباید کمتر از ۱۰۰ میلی‌متر اختیار شود.

آب

۴-۹-۲-۸ تا ۶-۹-۲-۸

۷-۹-۲-۸ ضخامت پوشش بتنی میلگردها در سطوح در معرض ساییدگی یا خلاءزایی، مانند کف حوضچه آرامش و سطوح بلوک‌های سرعت گیر، نباید کمتر از ۱۵۰ میلی‌متر باشد. در مواردی که ابعاد بلوک‌های سرعت گیر در مسیر آب کوچک باشد پوشش میلگرد را می‌توان کمتر اختیار نمود

۸-۹-۲-۸ ضخامت پوشش بتنی میلگردها در سطوح دیواره حوضچه آرامش، کف سرریزها و کف کانالها نباید از مقادیر زیر کمتر باشد :

برای اعضای بتنی با ضخامت برابر یا بیشتر از ۶۰ سانتیمتر ۱۰۰ میلی‌متر

برای اعضای بتنی با ضخامت کمتر از ۶۰ سانتیمتر ۷۵ میلی‌متر

برای اعضای بتنی با ضخامت کمتر از ۳۰ سانتیمتر با توجه به سایر محدودیت‌ها

۹-۹-۲-۸ پوشش بتنی سر شمع‌های بتنی نباید کمتر از ۷۵ میلی‌متر باشد.

آب

۳-۸ جزئیات خاص میلگردبندی ستونها

۱-۳-۸ میلگردهای انتظار خم شده

۳-۳-۱-۸ تا ۱-۱-۳-۸

۴-۸ میلگردهای عرضی برای اعضای فشاری

۱-۴-۸ کلیات

۲-۴-۸ مارپیچ‌ها

۱۲-۲-۴-۸ تا ۱-۲-۴-۸

۳-۴-۸ خاموت‌ها

۸-۳-۴-۸ تا ۱-۳-۴-۸

۵-۸ میلگردهای عرضی برای اعضای خمشی

۱-۵-۸

۲-۵-۸

۳-۲-۵-۸ تا ۱-۲-۵-۸

۶-۸ میلگردهای عرضی در اتصالات (گره‌ها)

۲-۶-۸ و ۱-۶-۸

□ ۷-۸ میلگرد حرارت و جمع شدگی

۱-۷-۸ در کلیه اعضای صفحه‌ای وقتی که میلگردهای خمشی تنها در یک امتداد مورد نیاز است باید برای مقابله با تنش‌های ناشی از تغییرات دما و جمع شدگی، در امتداد عمود بر میلگردهای خمشی، میلگردهایی مطابق ضوابط زیر بندهای (۳-۷-۸) قرار داده شود. اگر میلگردهای خمشی در هر دو وجه عضو بتنی قرار داده شده باشد، میلگردهای حرارت و جمع شدگی نیز باید در هر دو وجه قرار داده شود.

۲-۷-۸ در کلیه اعضای صفحه‌ای مقدار میلگرد در هر امتداد و در هر وجه نباید از مقدار محاسبه شده در زیربندهای ۳-۷-۸ (برای حرارت و جمع شدگی به تنهایی) و مقدار محاسبه شده برای خمش و کشش به تنهایی (مطابق ضوابط فصل چهاردهم) کمتر اختیار شود.

تفسیر

میلگردهای حرارت و جمع شدگی عمود بر امتداد میلگردهای اصلی پیش‌بینی می‌شود تا ترک خوردگی کمینه شده و عضو بتنی همان‌طور که در طراحی آن فرض شده یکپارچه عمل کند. هر گاه عضو مزبور در همان جهت خمش در مقابل حرکت‌های طولی مقید شده باشد، باید برای هر یک از بارگذاری‌های خارجی (خمش و کشش) و داخلی (حرارت و جمع شدگی) به تنهایی و جداگانه طراحی و کنترل شود.

۳-۷-۸ مقدار میلگرد حرارت و جمع شدگی

۱-۳-۷-۸ حداقل مقدار میلگرد حرارت و جمع شدگی اعضای صفحه‌ای (دیوارها و دال‌ها و کف‌پوش‌های بتنی) باید با رعایت حالات حدی ترک خوردگی سطحی مندرج در بند ۲-۳-۷-۸ محاسبه شده و در هر حالت نباید از ۰/۳۵ درصد مساحت ناحیه‌های مؤثر سطحی مقطع، مندرج در بندهای ۳-۳-۷-۸ و ۴-۳-۷-۸، کمتر اختیار شود. در صورتی که مقاومت مشخصه فولاد از ۴۰۰ Mpa کمتر باشد، درصد بالا باید متناسباً افزایش یابد.

۸-۷-۳-۲ حداکثر مجاز عرض ترک طراحی برای کلیه سازه‌های آبی ۰/۲ میلی‌متر است. در صورتی که عضو بتنی مورد نظر نمایان بوده و شرایط ظاهری آن اهمیت داشته باشد. حداکثر مجاز عرض ترک طراحی برابر ۰/۱ اختیار می‌شود. عرض ترک تابع فاصله درزهای حرکتی، دمای حداکثر آبیگری، افت کوتاه مدت، تغییرات فصلی و روزانه دما، درجه مقید بودن عضو بتنی در امتداد میلگرد مورد نظر و مشخصات بتن و فولاد بوده و بر اساس روش مندرج در پیوست ۳ محاسبه می‌شود.

تفسیر

سازه‌های غیر آبی در یک پروژه آبی مشمول رعایت این بند نیست و غالباً حداقل‌های تعیین شده در آبا برای میلگرد حرارتی آنها کفایت می‌کند. مثالهای زیر در تعیین حداکثر مجاز عرض ترک برای روشن شدن مفاد این بند آورده شده است.

شرایط محیطی	حداکثر مجاز عرض ترک (mm)	سازه
شدید	۰/۲	کف، دیوار و بام یک مخزن زیرزمینی
شدید	۰/۱	مخزن آب هوایی
بسیار شدید	۰/۲	مخزن زمینی در معرض تراوش آب دریا به توسط باد
بسیار شدید	۰/۱	مخزن آب هوایی در معرض تراوش آب دریا به توسط باد

حداقل مقدار میلگردهای حرارت و جمع‌شدگی تابع محدودیت عرض ترک و در نتیجه به میزان مقید بودن عضو بتنی بستگی دارد. میزان مقید بودن با پیش‌بینی درزهای حرکتی انقباضی کاهش می‌یابد. هر چه فاصله درزهای حرکتی کمتر باشد میزان مقید بودن سازه کاهش یافته و ترک‌خوردگی نیز کاهش می‌یابد.

هرگاه با به‌کارگیری بتن بدون افت یا به هر طریق دیگر انقباض بتن کاهش داده شود می‌توان در فاصله درزهای حرکتی و میزان میلگردهای حرارت و جمع‌شدگی متناسباً تجدید نظر نمود. ولی در هر حال نسبت میلگردهای حرارت و جمع‌شدگی نباید از مقدار حداقل تعیین شده در بند ۸-۷-۳-۱ کمتر اختیار شود.

آیین‌نامه‌های مختلف روش‌های گوناگونی برای تحلیل مقدار میلگرد حرارت و جمع‌شدگی ارائه نموده اند. روش معتبر و شناخته شده BS 8007 در پیوست ۳ آمده است.

۳-۳-۷-۸ میلگرد حرارتی در اعضای صفحه‌ای تنها در نواحی سطحی کارایی دارند. بخش مؤثر نواحی سطحی برای محاسبه فولادهای حرارت و جمع‌شدگی دیوارها و دال‌ها باید به روش زیر تعیین شود:

الف - اگر ضخامت دیوار یا دال کمتر یا مساوی ۵۰۰ میلی‌متر باشد، تمام مقطع، مؤثر در نظر گرفته شده و فولاد حرارتی باید به‌طور مساوی در دو وجه مقطع قرار داده شود.
ب - اگر ضخامت دیوار یا دال بزرگتر از ۵۰۰ میلی‌متر باشد، از هر طرف ضخامتی مساوی ۲۵۰ میلی‌متر به عنوان ضخامت مؤثر ناحیه سطحی در نظر گرفته شده و فولاد حرارتی هر ناحیه سطحی باید برای ضخامت ۲۵۰ میلی‌متر محاسبه شده و در مقطع قرار داده شود.

۴-۳-۷-۸ سطح مقطع مؤثر نواحی سطحی برای محاسبه فولادهای حرارت و جمع‌شدگی بتن کف به شرح زیر در نظر گرفته می‌شود:

الف - اگر ضخامت بتن کف کمتر یا مساوی ۳۰۰ میلی‌متر باشد ضخامت مؤثر ناحیه سطحی فوقانی نصف ضخامت کل در نظر گرفته شده و در قسمت تحتانی فولاد حرارتی منظور نمی‌گردد.

ب - اگر ضخامت بتن کف، بین ۳۰۰ تا ۵۰۰ میلی‌متر باشد، ضخامت مؤثر ناحیه سطحی فوقانی، نصف ضخامت کل در نظر گرفته شده و ضخامت مؤثر ناحیه سطحی تحتانی، مساوی ۱۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته می‌شود.

پ - اگر ضخامت کف بیشتر از ۵۰۰ میلی‌متر باشد، ضخامت مؤثر ناحیه سطحی فوقانی، ۲۵۰ میلی‌متر و ضخامت مؤثر ناحیه سطحی تحتانی ۱۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته می‌شود.

۵-۳-۷-۸ حداقل مقدار میلگرد حرارتی و جمع‌شدگی شالوده‌های غیر گسترده مشمول این مجموعه ضوابط نبوده و از ردیف‌های ۱-۳-۷-۸ تا ۲-۳-۷-۸ آبا محاسبه می‌شود.

۴-۷-۸ توزیع میلگردهای حرارت و جمع‌شدگی

۱-۴-۷-۸ در دال‌ها و دیوارهای با ضخامت ۲۰۰ میلی‌متر یا کمتر می‌توان تمامی میلگردهای حرارتی را با رعایت پوشش قراردادی در یک وجه دال یا دیوار قرار داد.

۲-۴-۷-۸ در دال‌ها و دیوارهای با ضخامت مساوی یا کمتر از ۵۰۰ میلی‌متر در صورتی که شرایط خنک شدن و سردشدن دو وجه عضو بتنی به مقدار قابل توجه متفاوت باشد می‌توان مقدار میلگرد حرارتی یک وجه عضو بتنی را تا معادل $\frac{1}{3}$ میلگرد مورد نیاز کل مقطع کاهش داده و مقدار کاهش یافته را به مقدار میلگرد وجه مقابل اضافه نمود.

۳-۴-۷-۸ برای عملکرد بهتر میلگردهای حرارت و جمع‌شدگی، توصیه می‌شود در دیوارها میلگردهای افقی حرارت و جمع‌شدگی در سمت خارج و میلگردهای قائم در سمت داخل قرار گیرند.

۴-۴-۷-۸ میلگردهای حرارت و جمع‌شدگی عموماً نباید به فاصله بیشتر از ۳۰۰ میلی‌متر و بیشتر از ضخامت عضو بتنی (هرکدام که کمتر باشد) از یکدیگر فاصله داشته و به قطر کمتر از ۱۲ میلی‌متر اختیار شوند. حداکثر فاصله میلگردهای حرارت و جمع‌شدگی در سازه‌هایی که آب‌بندی آنها از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است (مانند مخازن آب آشامیدنی) ممکن است به توسط ضوابط طراحی سازه بتنی مربوطه کمتر تجویز شود.

۵-۷-۸ میلگرد حرارتی در بتن‌های حجیم - میلگرد جلدی

مقدار میلگرد حرارتی و جمع‌شدگی بتن‌های حجیم تابع ضوابط ویژه مربوطه است. ولی ضوابط این استاندارد در بندهای ۳-۷-۸ و ۴-۷-۸ در صورت عدم مغایرت و تأمین ایمنی بیشتر می‌تواند برای هر سازه آبی حجیم نیز به کار رود.

فصل نهم

ضوابط قالب‌بندی، لوله‌ها و مجراهای مدفون در بتن و درزها

□ ۱-۹ کلیات

۱-۱-۹ تعاریف

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

قالب

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

مجموعه قالب‌بندی

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

داربست

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

درز اجرایی^۱

درزی ظاهری است که در محل قطع بتن‌ریزی ایجاد شده و به گونه‌ای احداث می‌شود که پیوستگی بتن آرمه به‌طور کامل تأمین شود.

درز حرکتی^۲

درزی است که برای تخفیف یا حذف نیروهای اندر کنشی ناشی از تغییر مکان نسبی دو قطعه بتنی مجاور درز احداث می‌شود. درزهای حرکتی بسته به کاربری ویژه خود به سه دسته درزهای انقباضی، انبساطی و جداکننده تقسیم می‌شوند.

درز انقباضی^۳

یک جداسازی فیزیکی است که به‌وسیله قالب، اره یا هر ابزار دیگر برای ایجاد یک مقطع ضعیف شده در بتن تعبیه می‌شود. در نتیجه هنگام کاهش حجم اجزای مختلف سازه، ترک‌هایی در امتداد درز به‌طور منظم و مستقیم ایجاد می‌شود. در صورت مسلح بودن بتن، درز انقباضی می‌تواند کامل یا ناقص باشد. در درز انقباضی کامل کلیه میلگردها در محل درز قطع می‌شوند. در درز انقباضی ناقص تا حداکثر ۵۰ درصد میلگرد عضو بتنی در محل درز تداوم دارد.

درز انبساطی^۴

نوعی درز حرکتی است که هدف درجه اول از احداث آن، حذف تأثیر متقابل اعضای منبسط شونده است.

1 - Construction joint

2 - Movement joint

3 - Contraction joint

4 - Expansion joint

درز جداکننده (انقطاع)^۱

عبارت است از انفصال کامل بین دو بخش یا دو جزء سازه بتنی، معمولاً در امتداد قائم، در موقعیت طراحی شده، به نحوی که سازه بخش‌های جدا شده بتوانند در امتداد سه محور مختصات آزادانه و بدون تأثیر متقابل بر یکدیگر حرکت کنند.

پرکننده درز^۲

ماده‌ای قابل انعطاف است که برای پر کردن درزهای انبساط یا جدا کننده و جلوگیری از ورود مواد خارجی و همچنین برای محدود کردن حرکت مغزه پشت بند و ماده درزبند به کار می‌رود.

درزبند^۳

ماده مصنوعی کشسان (قابل ارتجاع) که برای بندکشی و جلوگیری از ورود مواد جامد به داخل درز به کار می‌رود.

مغزه پشت بند^۴

نوار یا لوله قابل انعطاف که معمولاً بین ماده پر کننده و ماده درز بند، به منظور محدود کردن نفوذ ماده درز بند قرار داده می‌شود.

نوار آب‌بند^۵

نواری پیوسته با شکلی مناسب از جنس فلز، لاستیک، پلاستیک یا مواد مناسب دیگر که در عرض درز و به منظور ممانعت از نفوذ آب تعبیه می‌شود.

-
- 1 - Isolation joint
 - 2 - Joint filler
 - 3 - Joint sealant
 - 4 - Back Rod
 - 5 - Water stop

آبا

۲-۱-۹ عملکردهای قالب

۲-۲-۱-۹ و ۱-۲-۱-۹

۳-۱-۹ نقشه‌ها و مشخصات

۴-۱-۹ رواداریها

۲-۹ مصالح

۳-۹ ضوابط طراحی

۱-۳-۹ طراحی قالب

۲-۳-۹ بارهای وارد بر قالب

۱-۲-۳-۹ بارهای قائم

۲-۲-۳-۹ بارهای جانبی

۳-۲-۳-۹ بارهای ویژه

۴-۹ اجرا

۱-۴-۹ کلیات

۸-۱-۴-۹ تا ۱-۱-۴-۹

۲-۴-۹ تنظیم مجموعه قالب‌بندی

۳-۴-۹ قالب‌برداری

۱-۳-۴-۹ کلیات

۲-۳-۴-۹ زمان قالب‌بندی

۳-۳-۴-۹ برداشتن پایه‌های اطمینان

□ ۹-۵ سایر الزامات برای قالب‌بندی در سازه‌های آب‌بند

۹-۵-۱ اجزای قالب‌بندی در سازه‌های نگه‌دارنده آب باید مناسب باشند. میله‌های رابط (تنگنای نگه‌دارنده و متصل‌کننده قالب‌های دو وجه دیوارها) نباید تا عمق ۳۸ میلی‌متر از سطح بتن مصالحی غیر از بتن از خود در بتن جای بگذارند.

تفسیر

اگر بخشی از میله‌های رابط در بتن سازه نگه‌دارنده آب باقی بماند، باید به یک پرده آب‌بند مجهز شود که از نشت آب جلوگیری شود. اجزای مربوط به این میله‌های رابط باید در سطح بتن سوراخهای مخروطی از خود بر جای گذارند. افزایش قطر در مخروط ایجاد شده باید حداقل ۲۵ میلی‌متر بوده و عمق آن حداقل ۳۸ میلی‌متر باشد که پر کردن سوراخ و پرداخت سطح بتن به وسیله ملات تعمیری به سهولت امکان پذیر باشد.

میله‌های رابط فولادی که تماماً از داخل بتن خارج شده و به دفعات مصرف می‌شوند، باید در طولی که داخل بتن قرار دارند شکل مخروطی داشته باشند. انتهای قطورتر میله رابط باید در سمت آب خور دیوار قرار داده شود. سوراخهای ایجاد شده باید با روشی مناسب و مطمئن پر شوند. استفاده از مواد افزودنی مناسب برای کاهش افت ملات تعمیری توصیه می‌شود.

۹-۵-۲ سطوح قالب که در تماس با بتن است باید قبل از هر بار مصرف با مواد رها ساز آغشته شود. در تصفیه خانه‌های آب، ماده رها ساز قالب باید پس از ۳۰ روز عاری از مواد سمی بشود.

تفسیر

ماده رها ساز قالب باید با توجه به دستورالعمل‌های بند ۶-۳-۳-۱۱ انتخاب و مصرف شود تا همخوانی آن با لایه پوششی (در صورت وجود) تأمین شده باشد.

۹-۵-۳ در تعیین و اعلام زمان قالب‌برداری باید علاوه بر ملاحظات گفته شده در بند ۹-۴-۳ و زیر بندهای آن، به ملاحظات و محدودیت‌های عرض ترک‌های حرارتی و جمع‌شدگی در طراحی توجه شده و کنترل‌های لازم به عمل آید.

تفسیر

تعمیل در قالب‌برداری موجب زود رس شدن بتن و ترکهای حرارتی شدیدتر خواهد شد. به بند ۷-۸ و پیوست ۳ رجوع شود.

□ ۹-۶ قالب‌بندی و قالب‌برداری برای روش‌های ویژه ساختمانی

دستورالعمل‌های گفته شده در این استاندارد ممکن است برای بعضی سازه‌های خاص یا نوعی از قالب‌ها کافی نباشد. در این‌گونه موارد باید علاوه بر مراعات ضوابط کلی، ضوابط و تدابیر ویژه‌ای اتخاذ شده و روش‌های مربوط در مشخصات فنی خصوصی به تفصیل درج شوند. بعضی از این روش‌ها در بندهای ۶-۹-۱ تا ۶-۹-۵ آمده است.

آب

- ۹-۶-۱ قالب‌های بتن پیش‌آکنده
- ۹-۶-۲ قالب‌های لغزان
- ۹-۶-۳ قالب‌های ماندگار
- ۹-۶-۴ قالب برای قطعات بتنی پیش‌ساخته
- ۹-۶-۴-۱ مقدمه
- ۹-۶-۴-۲ ملزومات
- ۹-۶-۴-۳ رواداریها
- ۹-۶-۴-۴ باز کردن قالب‌ها
- ۹-۶-۴-۵ استفاده از بتن پیش‌ساخته بعنوان قالب
- ۹-۶-۴-۶ ملاحظات طراحی
- ۹-۶-۵ قالب برای بتن‌ریزی در زیر آب
- ۹-۷ لوله‌ها و مجراهای مدفون در بتن
- ۹-۷-۱ تا ۹-۷-۹
- ۹-۷-۱ و ۹-۷-۲

۹-۷-۱۰ برای مدفون کردن لوله‌ها و مجراها در بتن آب‌بند باید علاوه بر رعایت ضوابط بندهای ۹-۷-۱ تا ۹-۷-۹ ضوابط بندهای ۹-۷-۱۰ تا ۹-۷-۱۰-۴ نیز برآورده شود.

۹-۷-۱۰-۱ لوله‌ها و مجراهای آلومینیمی نباید در قطعات بتنی مدفون شوند.

تفسیر

آلومینیم و بتن دارای واکنش شیمیایی بوده و در مجاورت یونهای کلر با فولاد موجود در بتن مسلح واکنش الکترولیتی خواهد داشت. این واکنش موجب ورقه شدن و ترک‌خوردگی بتن می‌شود. دفن لوله‌های آلومینیم حاوی سیمهای برق در بتن موج تشدید واکنش الکترولیتی فوق شده و خرابی را تشدید می‌کند.

۹-۷-۱۰-۲ پوشش بتنی لوله‌ها و مجراها و بستهای مربوطه نباید از ۵۰ میلی‌متر برای بتن‌های نگه‌دارنده آب یا بتن‌های مجاور خاک، آب یا هوا کمتر باشد. این پوشش در سایر موارد نباید از ۲۰ میلی‌متر کمتر شود.

۹-۷-۱۰-۳ برای جلوگیری از ترک‌های حرارتی و جمع‌شدگی در مقطع ضعیف شده در محل عبور لوله با مجرا باید میلگرد اضافی مناسب پیش‌بینی شود.

۹-۷-۱۰-۴ لوله‌ای که یک دیوار سازه نگه‌دارنده آب را قطع نموده و از داخل آن عبور می‌کند باید به یک پرده آب‌بند یکپارچه با آن مجهز شده باشد.

تفسیر

۹-۸-۸ درزهای اجرایی

۹-۸-۱ تا ۹-۸-۱۱

۹-۸-۱۲ در محل درزها اجرایی در سازه‌های آب‌بند می‌توان نوار آب‌بند تعبیه نمود. ولی بخاطر مشکلات اجرایی نصب نوار آب‌بند، توصیه می‌شود به‌جای تعبیه نوار آب‌بند از

تدابیری ویژه مانند آغشته کردن سطح بتن کهنه با چسب بتن یا پیش‌بینی فرورفتگی کوچک در سطح دیوار یا کف و تعمیر آن با ملات تعمیری مناسب یا ماده درز بند به منظور آب‌بندی درز اجرایی استفاده شد. در هر حال با اجرای خوب درز اجرایی نیازی به نوار آب‌بند نیست. مگر آنکه عضو بتنی تحت اثر نیروی کششی عمود بر سطح درز باشد.

تفسیر

نوار آب‌بند در درز اجرایی در شرایط عادی ضرورت ندارد، چون قبل از اینکه نوار آب‌بند مؤثر شود باید حرکت نسبی و جدایی در محل درز حادث شود که در این صورت درز دیگر درز اجرایی نیست بلکه یک درز حرکتی است. ولی بنا به شرایط خاص سازه، طراح می‌تواند با صلاحدید خود و از روی احتیاط نوار آب‌بند برای درز اجرایی در نظر بگیرد، به‌طور مثال درزهای اجرایی قائم دیوار یک مخزن مدور که تحت نیروی کششی افقی است نیاز به نوار آب‌بند دارد. نوار آب‌بند در درزهای اجرایی می‌تواند از نوع لاستیکی، پلاستیکی یا فلزی باشد.

۹-۸-۱۳ در درزهای اجرایی که به منظور جبران افت بتن در اعضای بتنی آب‌بند با طول زیاد پیش‌بینی می‌شوند، فاصله زمانی بتن‌ریزی قطعه‌های مجاور باید از ۴۸ ساعت بیشتر باشد.

تفسیر

در صورتی که فاصله زمانی بتن‌ریزی قطعه مجاور بعدی کوتاه باشد، افت بتن در قطعه قبلی کافی نبوده و ایجاد ترک ناشی از حرارت آبیگری و جمع‌شدگی در آن تشدید خواهد شد.

□ ۹-۹ درزهای حرکتی

درز حرکتی درزی است ویژه که حرکت نسبی بین بخش‌های مجزا شده سازه را تسهیل می‌نماید. درزهای حرکتی از سه نوع انقباضی، جداکننده و انبساطی تشکیل می‌شوند. درزهای حرکتی عموماً شامل ماده درزبند می‌باشند. این درزها در سازه‌های آب‌بند باید به یک نوار آب‌بند حبابی مجهز شده و ماده درزبند در سمت آب‌خور سازه اجرا شود. ملاحظات طراحی درزهای حرکتی در بندهای ۹-۹-۱ تا ۹-۹-۹ آمده است.

تفسیر

کارایی درزهای حرکتی در کنترل ترک و سایر خرابی‌های احتمالی، به انتخاب صحیح موقعیت درز بستگی دارد. موقعیت صحیح درز اغلب همان جایی است که اگر درزی پیش‌بینی نمی‌شد ترک حادث می‌گردید، مانند محل تغییر ناگهانی مقطع. درزهای اجرایی در دیوارها باید ترجیحاً در راستای درزهای حرکتی ایجاد شده در بتن کف یا پی دیوارها (کرسی) تعبیه شوند. موقعیت درزهای حرکتی باید توسط مهندس طراح سازه تعبیه شده و در نقشه‌ها منعکس گردد. برای بررسی تأثیر درزهای حرکتی در میزان میلگردهای حرارتی و نحوه توزیع آنها به پیوست ۳ (کنترل ترک‌های حرارتی و جمع‌شدگی) رجوع شود.

۹-۹-۱ درز انقباضی

درز انقباضی می‌تواند از دونوع کامل یا ناقص انتخاب شود. تفاوت ایندو، نسبت میلگردهایی است که پیوستگی خود را در محل درز حفظ می‌کنند. این درزها همچنین شامل یک شیار یا فرورفتگی در سطح بتن می‌باشند که با ماده درز بند پر می‌شوند.

تفسیر

در زیر نکات مهم طراحی درزهای انقباضی برای راهنمایی آمده است :

درزهای انقباضی در کف‌ها

کف بتنی یک مخزن که در برابر تغییرات دما و جمع‌شدگی توسط زمین از حرکت باز داشته شده است می‌تواند با تعبیه یک لایه جداکننده نایلون ضخیم به وزن حداقل یک کیلوگرم بر متر مربع بین بتن کف و بتن مگر (بتن لاغر) نسبتاً آزاد شود. در صورت وسعت زیاد، می‌توان درزهای انقباضی کامل به تعداد لازم پیش‌بینی نمود.

بی‌جای روش بالا، می‌توان کف بتنی را کاملاً یکپارچه طراحی نموده و آنرا مستقیماً بر روی بتن لاغر اجرا کرد، در این صورت درزهای انقباضی دیگر ضرورتی ندارد ولی اگر پیش‌بینی شوند باید از نوع ناقص باشند. بدیهی است در این حالت باید به میزان کافی میلگرد حرارتی و جمع‌شدگی مطابق بند ۸-۷ در بتن کف تعبیه شود.

درزهای انقباضی در دیوارها و دال‌ها

راهنمایی‌های لازم تعبیه درزهای انقباضی و کنترل ترک‌های حرارتی و جمع‌شدگی در پیوست ۳ آمده است.

۹-۹-۲ درز جداکننده

برای اجتناب از تمرکز تنش‌های ناخواسته ناشی از تغییر مکان نسبی در بخش‌های مختلف سازه، ممکن است تعبیه درز جداکننده اجتناب ناپذیر باشد. تعداد و موقعیت درزهای جداکننده باید با قضاوت مهندس طراح سازه تعیین شده و در نقشه‌ها منعکس گردد.

۹-۹-۳ درز انبساطی

برای اجتناب از تمرکز تنش فشاری زیاد در دیوارها و دال‌های بتنی که در زمان ساخت یا بهره‌برداری در معرض افزایش دما ناشی از تابش مستقیم آفتاب قرار گرفته یا در مجاورت مایعات با تغییرات دمای شدید واقع شوند، ممکن است تعبیه درز انبساطی در فواصل مناسب مورد نیاز باشد. تعداد و فاصله درزهای انبساطی متناسب با شرایط محیطی و وضعیت سازه باید با قضاوت مهندس طراح سازه تعیین شده و در نقشه‌ها منعکس گردد.

۹-۹-۴ ماده پرکننده درز

قبل از مسدود کردن درزهای انبساطی و جداکننده توسط ماده درزبند، این درزها باید توسط مصالح پایا، قابل انعطاف و مقاوم در برابر اثر تغییر شکل‌های فشاری، کششی و برشی پر شوند. ماده پرکننده درز همچنین باید در برابر چرخه‌های یخ بستن و آب شدن یخ و تغییرات دما و حمله ترکیبات شیمیایی مقاوم باشد.

تفسیر

علاوه بر پرکردن درز، ماده پرکننده می‌تواند به عنوان قالب بین دو مرحله بتن‌ریزی نیز عمل کند. یک پرکننده ایده آل باید تا ۵۰ درصد ضخامت اولیه خود جمع شده و مجدداً به حالت اول باز گردد. چوب پنبه، نئوپرن، لاستیک، انواع فومها و کلیه موادی که با استانداردهای ASTM D1056 و ASTM D1752 منطبق باشند برای پر کردن درز مناسب‌اند. در صورتی که از مغزه پشت بند استفاده نشود، ماده پرکننده باید با ماده درزبند از نظر شیمیایی و اجرایی سازگار باشد. در درزهای انبساط بهتر است ماده پرکننده درز به صورت فشرده شده در درز قرار گیرد که امکان انبساط آن فراهم باشد.

۹-۵ ماده درز بند

درز بندها برای مسدود کردن درز و ممانعت از نفوذ مایعات و یا گازها در طول و بین دو لبه نمایان درز به کار می‌روند. درز بندها باید برای تحمل فشار، تغییرات دما و حرکت نسبی اعضای بتنی مجاور طراحی شوند.

تفسیر

در انتخاب و طراحی درزبند باید ضریب شکل (افزایش طول نسبی الاستیک)، آماده سازی سطوح درز، مقاومت چسبندگی ماده درزبند به بتن یا قطعات فولادی ملحوظ گردد. علاوه بر ملاحظات طعم، بو و سمی نبودن، ماده درزبند که برای تأسیسات تصفیه آب و مخازن ذخیره آب آشامیدنی به کار می‌رود باید در برابر کلر محلول در آب چه برای مدت طولانی با غلظت کم و چه برای مدت کوتاه با غلظت زیاد (برای ضد عفونی کردن سریع) مقاوم باشد.

اگر حرکت نسبی درز از ۲۵ درصد پهنای درز تجاوز نکند می‌توان از الاستومرهای پلی اورتین (Polyurethane elastomers) به عنوان ماده درز بند استفاده نمود (به جدول او ۴ در ACI 504 R مراجعه شود). ماده درز بند باید با ماده پرکننده یا مغزه پشت بند از نظر شیمیایی همخوانی داشته باشد. ماده درزبندی که در زمان کاربرد نسبت به رطوبت حساس باشد نباید در مجاورت ماده پرکننده مرطوب به کار رود. ماده درزبند پلی سولفاید (polysulfide) برای استفاده در تصفیه خانه فاضلاب مناسب نیست زیرا از پایایی شیمیایی کمی برخوردار است. باید توجه داشت که فعل و انفعالات شیمیایی لازم در زمان عمل آمدن ماده درزبند در مجاورت رطوبت کمتر می‌شود.

نصب مغزه پشت بند اختیاری است و اغلب در درزهای پهن به کار رفته و مانع مصرف زیاد ماده درز بند می‌شود. یک مغزه پشت بند مناسب باید قابلیت جمع شدن تا ۵۰ درصد ضخامت اولیه و انبساط مجدد تا ضخامت اولیه را داشته باشد. نیوپرن (Neoprene) و فوم‌های پلاستیکی مغزه‌های مناسبی برای پشت بند درزها می‌باشند. مغزه پشت بند باید با ماده درز بند از نظر شیمیایی و اجرایی سازگار باشد.

عمر مفید ماده درزبند معمولاً کوتاه تر از عمر مفید سازه است، لذا بهره‌بردار تأسیسات سازه آبی را باید نسبت به لزوم ترمیم یا تعویض درزبندها در دوره زمانی مناسب آگاه نمود.

۹-۹-۶ نوار آب‌بند

نصب نوار آب‌بند در طول درزهای حرکتی در سازه‌های آب‌بند الزامی است. نوار آب‌بند باید در برابر ترکیبات شیمیایی محتمل، حداکثر تغییر مکان نسبی درز و حداکثر دمای مایع مقاوم باشد.

تفسیر

نوار آب‌بند در اندازه‌ها و شکل‌های مختلف و از جنس‌های متنوع ساخته می‌شوند. نوع لاستیکی آن با بیشترین حرکت نسبی درز همخوانی داشته و اگر در محیط مرطوب و تاریک باشد دوامش نامحدود است، بشرطی که محیط مورد نظر خورنده لاستیک نباشد. نوار آب‌بند از جنس پلی وینیل کلراید (polyvinyl chloride) به اندازه نوع لاستیکی آن قابلیت انعطاف ندارد ولی حساسیت آن در برابر نور و خشکی محیط کمتر از نوع لاستیکی است و امتیاز اصلی آن سهولت وصله کردن آن به وسیله گرم کردن است. اندازه رایج این نوع نوار آب‌بند در کارهای معمولی $9 \times \frac{3}{8}$ اینچ (معادل 230×10 میلی‌متر) برای درزهای انبساط و جداکننده و $6 \times \frac{1}{4}$ اینچ (معادل 150×6 میلی‌متر) برای درزهای انقباضی و اجرایی است. نوار آب‌بندی فلزی نیز برای شرایط محیطی خاص بکاررفته است. همچنین نوار آب‌بند از لاستیک منبسط شونده یا چسب دار نیز ممکن است در مجاورت بتن کهنه (یا در صورت موافقت مشاور در مجاورت بتن تازه اجرا شده) استفاده شود. تدابیر لازم برای تثبیت موقعیت نوار آب‌بند در هنگام بتن‌ریزی باید به‌عمل آید. استفاده از سیم برای بستن نوار آب‌بند به میلگردها بلا مانع است. سلسله مراتب اجرای نوار آب‌بند بشرح زیر است:

الف - نوار آب‌بند در طول تا شود.

ب - تا سطح مورد نظر (شروع نوار آب‌بند) بتن‌ریزی شود.

پ - نوار آب‌بند در محل مورد نظر در بتن قرار داده شود.

ت - بتن‌ریزی و تحکم نهایی آن انجام شود.

۹-۹-۷ تماس درز با گاز ازن

در صورت تماس با گاز ازن، همخوانی درزبند، پرکننده و نوار آب‌بند با گاز ازن باید به‌وسیله آزمایش تضمین شود. درزهای انقباضی یا کنترل که به‌وسیله گوه یا خط‌اره ایجاد شده‌اند باید با ماده درزبند مناسب پر شوند تا میلگردها دچار خوردگی نشوند.

تفسیر

در محیط آمیخته به گاز ازن ممکن است پیش‌بینی نوار آب‌بند ساخته شده از فولاد ضد رنگ الزامی باشد. در این صورت نوار آب‌بند فلزی باید چین بخورد تا بتواند حرکت نسبی سازه را در محل درز تأمین نماید بدون آنکه سازه آب‌بندی خود را از دست بدهد.

۹-۹-۸ بند برشی^۱

هرگاه تغییر مکان نسبی در یک درز حرکتی در امتداد مورد نظر به‌وسیله بند برشی محدود گردد، برای جلوگیری از کنده شدن و ورقه شدن لبه‌های بتن و نشستن آب از کنار نوار آب‌بند باید پیش‌بینی‌های لازم در طراحی به‌عمل آید.

۹-۹-۹ میلگردهای اضافی در محل درزهای انبساط

برای مقابله با کنده شدن و ورقه شدن بتن در محل درز انبساط باید میلگردهای تقویتی در هر دو امتداد (افقی و قائم) و به‌موازات هر دو وجه تعبیه گردد. به دلیل تجمع میلگرد و وجود نوار آب‌بند در طراحی میلگردها دقت کافی به‌عمل آید.

الف - تحت اثر بارها و سربارهای متعارف در آن ترک خوردگی و تغییر شکل بیش از حد متعارف به وجود نیامده و آب بندی آن مختل نشود، همچنین اجزای غیر سازه‌ای، نظیر نازک کاری، تیغه‌ها و تأسیسات مکانیکی و الحاقی به سازه دچار آسیب نشوند. علاوه بر این تغییر شکل‌های بیش از حد قابل قبول موجب ناراحتی و نگرانی بهره‌برداران کنندگان و بدی منظر نشده یا در اثر آن بهره‌برداری مختل نشود.

ب- در اثر لرزش، در بهره‌برداری کنندگان احساس ناامنی به وجود نیامده و در دقت و کارایی فعالیت‌های مورد نظر اختلال به وجود نیاید.

۱۰-۲-۱-۴ پایایی

منظور از پایایی این است که کیفیت سازه در تمام طول عمر پیش‌بینی شده آن در حد قابل قبول باقی بماند، به‌طوریکه در اثر پیری، فرسودگی، ساییدگی، خوردگی و مانند آن ایمنی و قابلیت بهره‌برداری سازه بیش از حد قابل قبول کاهش نیابد.

آبا

۱۰-۲-۲-۲-۱۰	روش طراحی
۱۰-۲-۲-۱-۱	شناخت
۱۰-۲-۲-۲-۱۰	حالات حدی نهایی
۱۰-۲-۲-۳-۱۰	حالات حدی بهره‌برداری

۱۰-۲-۲-۴ سایر ملاحظات طراحی

در طراحی سازه‌ها علاوه بر بررسی حالات حدی ملاحظات زیر باید رعایت شوند :

الف - اجزای مختلف سازه و اتصالات آنها باید چنان سازماندهی شوند که پایداری کلی و انسجام سازه تأمین شود. در این مورد به‌ویژه باید اطمینان حاصل شود که سازه در اثر آسیب موضعی اتفاقی دچار گسیختگی کلی و یا گسیختگی پیش رونده (زنجیره‌ای) نخواهد شد.

- ب - تعادل استاتیکی کلی سازه در برابر برکنش، لغزش و واژگونگی (به عنوان یک جسم صلب) با درجه ایمنی کافی تأمین شود.
- پ - دیوارها و تونلها و سایر سازه‌های در تماس با آب یا خاک یا هردو اغلب در اندرکنش استاتیکی، دینامیکی، هیدرواستاتیکی و هیدرودینامیکی با آب یا خاک مجاور خود می‌باشند. این سازه‌ها باید برای تأثیر این بارها کنترل شوند.
- ت - اعضای سازه به‌طور کلی یا جزئی مکانیزم خرابی تشکیل ندهند.
- ث - مقاومت سازه در مقابل آتش سوزی، باید با پیش‌بینی تدابیر خاص، تأمین شود. در این مورد رعایت آیین‌نامه‌های خاص این موضوع الزامی است.
- ج - پایایی سازه باید با پیش‌بینی تدابیر مناسب تأمین شود. برای این امر رعایت مشخصات فنی اجرایی شامل: کیفیت و حداقل مقدار سیمان، کیفیت آب، نسبت آب به سیمان، نوع و کیفیت دانه‌های سنگی، حداکثر مواد زیان آور در مواد متشکله بتن، نسبت‌های اختلاط، شرایط ریختن و جا دادن بتن، مراقبت بتن، سطوح واریز، کیفیت مصالح و اجرای درزهای حرکتی و اجرایی، پوشش بتن، شرایط لازم برای پایایی در برابر سایش و خلاءزایی و مانند اینها الزامی است.
- چ - عرض ترک‌های حرارتی و جمع‌شدگی مطابق قسمت ۸-۷ محاسبه و به کمتر از ۰/۲ میلی‌متر و در صورت اهمیت وضع ظاهری به کمتر از ۰/۱ میلی‌متر محدود شود.
- ح - طراحی سازه باید جزئی از جریان طراحی - اجرا - نگهداری تلقی شود و نسبت به صحت هر یک از سه جزء اطمینان حاصل گردد. در این مورد به‌ویژه باید نوع مصالح مصرفی و نوع تولید آنها از استانداردهای مشخصی تبعیت کنند، کیفیت اجرا با نظارت صحیح تضمین و رعایت ضوابط استفاده و نگهداری از سازه توسط مسئولین ذیربط کنترل شود.

۱۰-۲-۲-۵ جمع بندی روش طراحی

در این آیین‌نامه کنترل در حالات حدی، تنها برای " حالت حدی نهایی مقاومت " و " حالت حدی بهره‌برداری " بشرح بندهای ۱۰-۲-۲-۶ و ۱۰-۲-۲-۷ و با منظورکردن ضرایب جزئی ایمنی بشرح بند ۱۰-۲-۳ و متعاقباً در بندهای ۱۰-۵ و ۱۰-۶ صورت می‌گیرد. کنترل حالات حدی پایداری کلی سازه نیز در بند ۱۰-۸ آمده است. برای برآورده کردن سایر ملاحظات طراحی، مذکور در بند ۱۰-۲-۲-۴، طراحی سازه باید بترتیب بر اساس فصول

قبلی این آیین‌نامه، سایر مراجع معتبر و نهایتاً براساس یک قضاوت محتاطانه مهندسی انجام شود.

برای حالات حدی ناپایداری عضوی و موضعی کنترل خاصی پیش‌بینی نمی‌شود، ولی برای در نظر گرفتن اثر لاغری قطعات تحت فشار و خمش، در حالت حدی نهایی مقاومت، ضوابط خاصی تعیین شده است که باید رعایت شود. ملاحظات پایایی بعضاً در کنترل حالات حدی بهره‌برداری یا حالت حدی نهایی مقاومت، بسته به مورد، دیده شده است.

برای ملاحظات ویژه طراحی سازه‌های آبی به استانداردهای مربوطه و برای مسائل خاص هر سازه مشخص، طراح باید به استاندارد مربوطه یا معادل خارجی و معتبر آن مراجعه کند.

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

در این حالت حدی، طراحی اعضای مختلف سازه چنان صورت می‌گیرد که مقاومت نهایی یا حداکثر ظرفیت باربری عضو در هر مقطع بزرگتر یا مساوی با تنش‌های موجود در آن مقطع تحت اثر بارهای نهایی، وارد به سازه باشد. در تعیین مقاومت نهایی مقطع و نیز در تعیین مقادیر بارهای نهایی، ضرایب ایمنی مورد نظر در طرح منظور می‌شوند. جزییات طراحی در این حالت حدی در قسمت ۱۰-۵ داده شده‌اند.

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

این حالت شامل دو حالت حدی تغییر شکل و ترک‌خوردگی است. در این حالت حدی کنترل می‌شود که تغییر شکل‌ها و ترک‌خوردگی‌های ایجاد شده در هر عضو تحت اثر بارهای بهره‌برداری وارد به سازه کوچکتر از مقادیر مشخصی باشند که در طرح مورد نظر بوده‌اند. جزییات کنترل در این حالات حدی در قسمت ۱۰-۶ داده شده‌اند.

۱۰-۲-۳ ضرایب ایمنی

۱۰-۲-۳-۱ حداقل ایمنی لازم در این آیین‌نامه به وسیله اعمال ضرایب جزیی ایمنی تأمین می‌شود که در بندهای ۱۰-۲-۳-۲ تا ۱۰-۳-۲-۱۰ تشریح شده‌اند.

۱۰-۲-۳-۲ ضرایب جزئی ایمنی بارها و عواملها (تشدید بارها و عاملها)، γ_f

این ضرایب در مقادیر مشخصه بارها و سایر عاملها ضرب می‌شوند. مقادیر این ضرایب، بسته به آنکه میزان عدم اطمینان نسبت به برآورد هر بار چه اندازه است، علاوه بر این برای انواع بارهای مختلف متفاوت است. جزییات این ضرایب در بند ۱۰-۵-۳ داده شده است. علاوه بر این ملاحظات عمومی بارگذاری سازه‌های آبی در پیوست ۵ آمده است.

۱۰-۲-۳-۳ ضرایب جزئی ایمنی مقاومتها (کاهش مقاومت)، ϕ_m

این ضرایب در مقادیر مشخصه مقاومت‌های بتن و فولاد ضرب می‌شوند. این ضرایب منعکس کننده عدم اطمینان به کیفیت مصالح، نحوه اجرا، درستی ابعاد و اندازه قطعات می‌باشند. جزییات این ضرایب در بند ۱۰-۵-۲-۲ داده شده‌اند.

۱۰-۲-۳-۴ ضریب جزئی ایمنی اصلاحی

این ضریب در مواردی که اهمیت قطعه و پیامدهای گسیختگی یا پایداری آن، مانند شاخص بودن نوع گسیختگی مانند نرم یا ترد بودن یا شاخص بودن پایداری بیشتر به وسیله محدود کردن شدت ترک خوردگی، مورد نظر باشد به کار گرفته می‌شود. این ضریب بنا به مورد یا در مقاومت قطعه ضرب می‌شود و آن را کاهش می‌دهد و یا در بارها یا عاملها ضرب می‌شود و آنها را افزایش می‌دهد. این ضریب، ضریب جزئی ایمنی اصلاحی نامیده می‌شود و بنا به مورد با ϕ_n یا γ_n نمایش داده می‌شود. جزییات این ضریب در بند ۱۰-۵-۴ داده شده است.

۱۰-۳ اصول تحلیل □

۱۰-۳-۱ کلیات

۱۰-۳-۱-۱ منظور از تحلیل سازه تعیین تلاشهای موجود در مقاطع مختلف سازه و تغییر مکان نقاط مختلف آن تحت اثر عاملهای وارد بر آن، با در نظر گرفتن مشخصات هندسی و مکانیکی آن است. در تحلیل سازه باید نامساعدترین حالات به لحاظ عملکرد توأم ترکیبات محتمل عاملهای مطابق بند ۱۰-۵-۳ در نظر گرفته شوند.

۱۰-۳-۱-۲ در این آیین‌نامه تنها روش تحلیل خطی با استفاده از تئوری الاستیسیته مجاز شمرده می‌شود که در بند ۱۰-۳-۵ تشریح شده است. باز پخش محدود لنگرها مطابق بند ۱۰-۳-۶ مجاز است.

آبا

- ۲-۳-۱۰ مدل‌های مطلوب اعضای سازه‌ای
 ۱-۲-۳-۱۰
- ۲-۲-۳-۱۰ اعضای میله‌ای
- ۳-۲-۳-۱۰ اعضای صفحه‌ای
- ۴-۲-۳-۱۰ اعضای سه بعدی
- ۳-۳-۱۰ مشخصات مصالح
- ۱-۳-۳-۱۰ مدول الاستیسیته بتن
- ۲-۳-۳-۱۰ مدول الاستیسیته فولاد
- ۳-۳-۳-۱۰ ضریب انبساط حرارتی بتن
- ۴-۳-۱۰ مشخصات هندسی
- ۱-۴-۳-۱۰ طول دهانه مؤثر
- ۲-۴-۳-۱۰ سختی اعضا
- ۵-۳-۱۰ تحلیل خطی
- ۳-۵-۳-۱۰ تا ۱-۵-۳-۱۰
- ۶-۳-۱۰ تحلیل خطی همراه با بازپخش محدود
- ۴-۶-۳-۱۰ تا ۱-۶-۳-۱۰
- ۷-۳-۱۰ حذف می‌شود.
- ۳-۷-۳-۱۰ تا ۱-۷-۳-۱۰ حذف می‌شوند.
- ۸-۳-۱۰ حذف می‌شود.
- ۴-۸-۳-۱۰ تا ۱-۸-۳-۱۰ حذف می‌شوند.
- ۹-۳-۱۰ روش‌های تقریبی تحلیلی خطی
- ۵-۹-۳-۱۰ تا ۱-۹-۳-۱۰
- ۴-۱۰ بارگذاری
- ۱-۴-۱۰

۱۰-۴-۲ بارهای مشخصه طراحی، بجز بارهای ناشی از زلزله باید براساس ضوابط استاندارد شماره ۵۱۹ تحت عنوان " حداقل بار وارده به ساختمان‌ها و ابنیه فنی " یا بر اساس ضوابط پیوست ۵، بسته به مورد، تعیین شود. بدیهی است بارهای طراحی یک سازه آبی مشخص تابع شرایط خاص آن سازه می‌باشد و باید مطابق استاندارد مربوطه تعیین شود. در صورت نبودن استاندارد ملی برای سازه‌های مشخص، می‌توان از استانداردها یا منابع معتبر خارجی استفاده نمود.

۱۰-۴-۳ بارهای طراحی ناشی از زلزله باید بر اساس ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ ایران تحت عنوان " آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله " یا استاندارد طراحی سازه‌های آبی در برابر زلزله "، بسته به مورد، تعیین شوند. بدیهی است بار زلزله طراحی یک سازه آبی مشخص تابع شرایط خاص آن سازه می‌باشد و باید مطابق استاندارد مربوطه تعیین شود. در صورت نبودن استاندارد ملی می‌توان از استانداردها یا منابع معتبر خارجی استفاده نمود.

۱۰-۴-۴ عامل‌های مختلف باید با توجه به احتمال همزمان بودنشان با یکدیگر ترکیب شده و در بارگذاری منظور شوند. در ترکیب عامل‌ها باید نامساعدترین وضعیت‌های احتمالی بارگذاری به کار برده شوند.

۱۰-۴-۵ بارها و عامل‌های وارد به سازه، در مواردی که با ضرایب جزئی ایمنی بار در حالت حدی بهره‌برداری تشدید شده‌اند، " بارهای بهره‌برداری " و در مواردی که با ضرایب جزئی ایمنی بار در حالت حدی نهایی تشدید شده‌اند، " بارهای نهایی " نامیده می‌شوند. جزییات این ضرایب در بندهای ۱۰-۶-۲ و ۱۰-۵-۳ داده شده‌اند.

آبا

۶-۴-۱۰
۱-۶-۴-۱۰
۲-۶-۴-۱۰

۱۰-۴-۷ سایر ملاحظات بارگذاری

بارگذاری یک سازه آبی مشخص نیازمند ملاحظات ویژه مربوط می‌باشد. در پیوست ۵ تحت عنوان " ملاحظات عمومی بارگذاری سازه‌های آبی " آن بخش از ملاحظات تکمیلی بارگذاری که در کلیه سازه‌های آبی عمومیت دارد آورده شده است.

□ ۱۰-۵ طراحی در حالت حدی نهایی مقاومت

آب

۱-۵-۱۰
۲-۵-۱۰ مقاومت نهایی مقاومت، S_r
۱-۲-۵-۱۰ تا ۳-۲-۵-۱۰
۳-۵-۱۰ تلاش‌هایی، S_u
۱-۳-۵-۱۰ تا ۹-۳-۵-۱۰
۴-۵-۱۰ اعمال ضریب اصلاحی
۱-۴-۵-۱۰

۱۰-۴-۵-۲ ضریب اصلاحی ϕ_n و γ_n در طراحی تمامی قطعات مساوی با یک است مگر آنکه به‌طور مثال برای ϕ_n در بند ۱۱-۲-۱، بخاطر پایایی ویژه فولاد، و همچنین در بند ۱۳-۲-۸-۱، بخاطر تشدید لنگر خمشی در اعضای فشاری لاغر، مقداری مشخص برای آن تعیین شده باشد.

□ ۱۰-۶ کنترل حالت حدی بهره‌برداری

۱۰-۶-۱ کنترل قطعات مختلف سازه در دو حالت حدی تغییر شکل‌ها و ترک‌خوردگی‌ها باید بر اساس محدود بودن تغییر شکل‌های ایجاد شده در قطعه و یا میزان بازشدگی ترک در مقطع، تحت اثر بارهای بهره‌برداری، طبق مقادیر مشخص شده در فصل چهاردهم صورت گیرد. علاوه بر این، کنترل‌های لازم برای ترک‌های حرارتی و جمع‌شدگی بتن در هنگام جاگذاری و عمل آمدن بتن مطابق بند ۸-۷ این مجموعه ضوابط ضروری است.

۱۰-۶-۲ در تعیین بارهای بهره‌برداری ضرایب جزئی ایمنی بارها، γ_f ، باید برابر با واحد در نظر گرفته شود.

تفسیر

در حالتی که ماهیت ماندگاری بارهای بهره‌برداری به حالت حدی مورد نظر منتهی شود (مانند تغییر شکل‌های دراز مدت)، در کنترل قطعات مختلف سازه باید میانگین مناسبی از شدت بارهای بهره‌برداری منظور شود.

۱۰-۶-۳ در تعیین تنش‌های موجود در بتن و فولاد، رفتار مصالح باید با فرض ضرایب جزئی ایمنی مقاومت، ϕ_m ، برابر واحد در نظر گرفته شود.

۱۰-۶-۴ در تعیین مقدار تغییر شکل‌های ایجاد شده در قطعات و نیز میزان بازشدگی ترک‌ها در مقاطع باید ضوابط فصل چهاردهم رعایت گردند.

□ ۱۰-۷ ضوابط کلی طراحی مقاطع

آبا

۱-۷-۱۰ تا ۱-۷-۱۰

۱-۷-۴ تیرهای T شکل

۱-۷-۴-۱

۱۰-۷-۴-۲ عرضی از دال که به عنوان بخش مؤثر بال تیر در هر سمت جان عمل می‌کند، نباید از کمترین مقدار از مقادیر زیر در نظر گرفته شود:

الف - هشت برابر ضخامت دال

ب - نصف فاصله آزاد تا جان نیروهای مجاور

پ - $\frac{1}{8}$ طول دهانه آزاد تیر برای تیرهای یکسره

ت - $\frac{1}{5}$ طول دهانه آزاد تیر برای تیرهای ساده

- ۱۰-۴-۳ عرضی از دال که به عنوان بخش مؤثر بال تیر در تیرهای کناری در یک سمت جان عمل می‌کند، نباید از کمترین مقدار از مقادیر زیر بیشتر در نظر گرفته شود:
- الف - یک دوازدهم طول دهانه آزاد تیر
 - ب - شش برابر ضخامت دال
 - پ - نصف فاصله آزاد تا جان تیر مجاور

۱۰-۴-۴ 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 مؤثر بال نباید بیشتر از چهار برابر عرض جان تیر اختیار شود.

۱۰-۴-۵ در مواردی که میلگردهای اصلی خمشی در دالی که به عنوان بال تیر T در نظر گرفته شده است موازی تیر باشند، میلگردهایی عمود بر تیر باید در بالای دال 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 مؤثر بال در این طراحی منظور می‌شوند. سیستم تیرچه‌های بتنی که مشمول مقررات بند ۱۰-۷-۵ هستند از این ضابطه مستثنی می‌باشند.

آبا

۱۰-۷-۵ ضوابط مربوط به سیستم تیرچه‌های بتنی

۱۰-۷-۱ و ۱۰-۷-۲

۱۰-۷-۳ در سیستم‌هایی که از اجزای پرکننده دائمی، مانند بلوک‌های سفالی و یا بلوک‌های بتنی، در فواصل بین تیرچه‌ها استفاده می‌شود و مقاومت فشاری مصالح این اجزا حداقل برابر با مقاومت مشخصه بتن تیرچه‌ها است، می‌توان از مقاومت جدارهایی از این اجزا که در تماس با تیرچه‌ها هستند در محاسبه مقاومت برشی و مقاومت خمشی منفی

تیرچه‌ها استفاده کرد. از مقاومت سایر قسمت‌های اجزای پر کننده در مقاومت سیستم صرف‌نظر می‌شود. در این سیستم‌ها محدودیت‌های زیر باید رعایت شوند:

الف - ضخامت دال روی اجزای پر کننده نباید از یک دوازدهم فاصله آزاد بین تیرچه‌ها و نه از ۴۰ میلی‌متر کمتر اختیار شود.

ب - در دال فوقانی باید میلگردهای حرارتی در هر دو جهت طبق ضوابط بند ۷-۸ قرار داد.

۱۰-۷-۵-۴ در سیستم‌هایی که از قالب موقت استفاده می‌شود و یا اجزای پر کننده مشمول ضابطه بند ۱۰-۷-۵-۳ نمی‌شوند، محدودیت‌های زیر باید رعایت شوند:

الف - ضخامت دال فوقانی نباید از یک دوازدهم فاصله آزاد بین تیرچه‌ها و نه از ۵۰ میلی‌متر کمتر اختیار شود.

ب - در دال فوقانی باید میلگردهایی عمود بر تیرچه‌ها که بر اساس ضوابط مربوط به خمش و با در نظر گرفتن بارهای متمرکز، در صورت موجود بودن، طراحی شده‌اند، پیش‌بینی کرد. مقدار این میلگردها در هر دو جهت نباید کمتر از مقدار مندرج در بند ۷-۸ اختیار شود.

آب

۱۰-۷-۵-۵ و ۱۰-۷-۵-۶

۱۰-۸ کنترل پایداری کلی سازه

۱۰-۸-۱ در صورت فقدان ضابطه یا استاندارد طراحی برای یک سازه آبی مشخص، پایداری آن در برابر لغزش، واژگونی و شناوری تحت کلیه شرایط و بارگذاری‌های بحرانی زمان بهره‌برداری بر اساس یکی از دو رابطه زیر تعیین می‌گردد:

$$\begin{aligned} R_f &> A_f \\ \frac{R}{A} &> SF \end{aligned}$$

که در آن SF ضریب ایمنی کلی برای تأمین پایداری سازه، R و A به ترتیب جمع اثر نیروهای پایدارکننده و جمع اثر نیروهای ناپایدارکننده و R_f جمع نیروهای پایدارکننده نهایی

(با اعمال ضرایب جزئی ایمنی در جهت کاهش مقدار آن) و A_f جمع نیروهای ناپایدارکننده نهایی (با اعمال ضرایب جزئی ایمنی در جهت افزایش مقدار آن) می‌باشد. انتخاب هر یک از دو رابطه بالا با صلاحدید طراح و در جهت اقتصاد طراحی اختیاری است. برای اطلاعات بیشتر در مورد پایداری یک سازه آبی مشخص به پیوست ۵ (ملاحظات عمومی بارگذاری سازه‌های آبی) و سایر ضوابط ملی مربوطه یا معادل معتبر خارجی آنها، برحسب مورد، مراجعه شود.

۱۰-۸-۲ تعیین ضرایب جزئی ایمنی کاهشی و افزایشی اعمال شده بر R_f و A_f به دقت و اعتبار مقادیر نیروهای برآورد شده بستگی دارد. در شرایطی که برآورد عددی عامل‌های مشخصه هندسی و مکانیکی سازه و محیط اطراف آن با دقت متعارف برآورد شده باشد نیروهای پایدارکننده و ناپایدارکننده نهایی را می‌توان با اعمال حاشیه ایمنی مناسبی، در تعیین ϕ ، c و γ ، بدست آورد.

تفسیر

پایداری دیوارهای خارجی سازه‌های نگه‌دارنده آب در هنگام خالی بودن سازه باید تحت حداکثر فشار محتمل فعال خاک به اضافه اثر سربار روی سطح زمین و اعمال ضریب جزئی ایمنی افزایشی کنترل شود. ولی همین دیوار، هنگامی که سازه از آب پر باشد، باید تحت حداقل فشار محتمل فعال بدون اعمال سربار روی سطح زمین و با اعمال ضریب جزئی ایمنی کاهشی کنترل شود. در این حالت اگر احتمال خاکبرداری از پشت دیوار وجود داشته باشد، فشار خاک حذف خواهد شد. ضرایب جزئی ایمنی افزایشی و کاهشی در دو مورد بالا می‌توانند بر روی عامل‌های وابسته به فشار جانبی خاک یعنی ϕ و c اعمال گردند که در دو حالت فوق فشار فعال متفاوتی را بدست می‌دهند، زیرا در مورد اول برای افزایش فشار خاک باید ϕ و c کاهش یابند و در مورد دوم برای کاهش فشار خاک باید ϕ و c افزایش یابند. بدیهی است پایداری دیوار در مثال بالا در حالت اول با وزن آن و در حالت دوم با فشار خاک و وزن دیوار تأمین می‌گردد. در سازه‌های آبی نیروهای متفاوتی با عملکرد پایدارکننده و ناپایدارکننده وجود دارند که باید برای هر یک ضرایب طراحی ایمنی کاهشی و افزایشی مناسبی اختیار گردد. مقادیر داده شده جنبه عمومی داشته و برای سازه‌های خیلی مهم مانند سدهای بزرگ باید از استاندارد اختصاصی مربوطه استفاده شود.

فصل یازدهم

خمش و بارهای محوری

آبا

- ۱۱-۰ علائم اختصاری
 ۱۱-۱ گستره
 ۱۱-۱-۱ تا ۱۱-۱-۴
 ۱۱-۲ حالت حدی نهایی مقاومت در خمش و نیروی محوری

۱۱-۲-۱ در مقاطع تحت اثر خمش یا نیروی محوری و یا اثر توأم آنها، کنترل حالت حدی نهایی مقاومت بر اساس روابط زیر صورت می‌گیرد:

$$M_u \leq \phi_n M_r$$

$$N_u \leq \phi_n N_r$$

در این روابط M_u و N_u به ترتیب لنگر خمشی نهایی و بار محوری نهایی در مقطع مورد نظر و M_r و N_r به ترتیب لنگر مقاوم نهایی مقطع در خمش و بار محوری مقاوم نهایی می‌باشند. M_r و N_r با در نظر گرفتن اثر متقابل آن دو تعیین می‌شوند.

ϕ_n ضریب جزئی ایمنی اصلاحی است که در اینجا "ضریب جزئی ایمنی پایایی ویژه فولاد" نامیده می‌شود و مقدار آن برای بخشی از یک سازه آبی تحت کشش یا خمش که در تماس یا مجاورت با آب یا پس آب یا رطوبت بوده و آب‌بندی آن از اهمیت زیادی برخوردار باشد و همچنین دوره بهره‌برداری مورد نظر آن نسبتاً طولانی باشد برابر 0.75 و در سایر موارد

برابر واحد اختیار می‌شود. در صورتی که تمامی مقطع مورد طراحی در کشش باشد (مانند مخازن استوانه‌ای) مقدار ϕ_n باید از ۰/۷۵ به ۰/۶۰ کاهش داده شود.

تفسیر

آیین‌نامه‌های طراحی در چند دهه اخیر از روش سستی تنش‌های مجاز به روش حالت حدی متحول شده‌اند. در طراحی با روش حالات حدی مقاومت، تنش واقعی فولاد کششی تحت بارگذاری بهره‌برداری معمولاً بیش از حالت طراحی به روش تنش مجاز می‌باشد که خود منشا ایجاد ترک‌های عریض تر در اعضای خمشی و کششی می‌گردد. اعمال ضریب جزئی ایمنی پایایی ویژه فولاد در جهت تعدیل این تنش‌ها عمل کرده و کنترل ترک‌های ناشی از خمش و کشش مستقیم در اعضای بتنی را تسهیل می‌نماید. به عبارت دیگر اعمال این ضریب نوعی برگشت به روش طراحی با تنش‌های مجاز می‌باشد که بدون اینکه ترک‌های عریضی در سازه ایجاد کند در گذشته به‌طور رضایت بخش به‌کار می‌رفته است. اعمال ضریب ایمنی پایایی ویژه برای جلوگیری از نفوذ آلودگیها به داخل آب آشامیدنی یا نفوذ آلودگی از پس آب به سایر محیطها و حفظ سلامتی عمومی و همچنین افزایش عمر مفید سازه آبی ضروری است.

با اعمال ضریب ایمنی پایایی ویژه به‌همراه ضرایب ایمنی بار و مقاومت، تنش کششی واقعی فولاد AII، در عضو خمشی در وضعیت بهره‌برداری به کمتر از حدود ۱۳۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع کاهش خواهد یافت.

آبا

۱۱-۲-۲ و ۱۱-۲-۳

□ ۱۱-۳ فرضهای طراحی

۱۱-۳-۱ در هر مقطع توزیع تغییر شکل‌های نسبی فولاد و بتن در ارتفاع مقطع، خطی در نظر گرفته می‌شود. این فرض در مقاطع خمشی با ارتفاع زیاد مورد قبول نیست. برای اینگونه مقاطع به بند ۱۱-۷ مراجعه شود.

۱۱-۳-۲ حداکثر تغییر شکل نسبی بتن در دورترین تار فشاری 0.003 اختیار می‌شود.

۱۱-۳-۳ تنش فولاد برای تغییر شکل‌های نسبی کوچکتر از مقدار نظیر $\phi_s f_y$ باید برابر با $E_s \epsilon_s$ و برای تغییر شکل‌های نسبی بزرگتر از مقدار نظیر $\phi_s f_y$ باید مستقل از تغییر شکل نسبی و برابر با $\phi_s f_y$ در نظر گرفته شود.

آیا

۱۱-۳-۴ تا ۱۱-۳-۶

□ ۱۱-۴ ضوابط کلی طراحی

۱۱-۴-۱ مقطع متعادل مقطعی است که در حالت حدی نهایی مقاومت، تغییر شکل نسبی میلگرد کششی به حد نظیر f_y و همزمان، تغییر شکل نسبی بتن فشاری به مقدار نهایی مفروض در بند ۱۱-۳-۲ یا ۱۱-۳-۶ برسد.

تفسیر

با توجه به تعریف مقطع متعادل در بند ۱۱-۴-۱ مقدار ρ_b از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\rho_b = \frac{0.85 \beta_1 \phi_c f_c}{\phi_s f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

۱۱-۴-۲ در قطعات خمشی تحت اثر خمش تنها، حداکثر لنگر خمشی مقاوم نهایی بر اساس فرضهای بند ۱۱-۳ بدست می‌آید. در این قطعات برای تأمین مقاومت بیشتر می‌توان از میلگرد فشاری همراه با میلگرد کششی استفاده نمود.

تفسیر

لنگر خمشی مقاوم نهایی بر اساس فرضهای بند ۱۱-۳ از فرمول کلی زیر بدست می‌آید :

$$M_R = \left[0.85 \rho f_y \left(1 - \frac{\rho f_y}{1.2 f_c} \right) + 0.85 \rho' f_y \left(1 - \frac{d'}{d} \right) \right] b d^2 \times 10^{-6} \text{ [kN.m]}$$

$$\rho = \frac{A_s - A'_s}{b d}, \quad \rho' = \frac{A'_s}{b d}$$

که در آن A_s و A'_s و ρ و ρ' به ترتیب سطح مقطع و نسبت فولادهای کششی و فشاری مقطع خمشی می‌باشند.

آبا

۱۱-۴-۳ و ۱۱-۴-۴

۱۱-۵ محدودیت‌های میلگردها در قطعات خمشی

۱۱-۵-۱ حداکثر مقدار میلگرد کششی

۱۱-۵-۲ حداقل مقدار میلگرد کششی

۱۱-۵-۲-۱

۱۱-۵-۲-۲ در صورتی که درصد فولاد کششی حاصل از محاسبه از ρ_{\min} کمتر باشد می‌توان با قرارداد $1/33$ برابر مقطع حاصل از محاسبه، از اعمال ضابطه بند ۱۱-۵-۲-۱ صرف‌نظر نمود، ولی در هر حال مقدار میلگرد کششی باید محدودیت عرض ترک ناشی از خمش فصل چهاردهم و ضوابط مربوط به ترک‌خوردگی حرارتی مذکور در بند ۸-۷ را برآورده کند.

آبا

۳-۲-۵-۱۱

۳-۵-۱۱ توزیع میلگرد خمشی

۲-۳-۵-۱۱ و ۱-۳-۵-۱۱

۶-۱۱ فاصله تکیه‌گاه‌های جانبی قطعات خمشی

۲-۶-۱۱ و ۱-۶-۱۱

۷-۱۱ قطعات خمشی با ارتفاع زیاد یا تیر تیغه‌ها

۴-۷-۱۱ تا ۱-۷-۱۱

۸-۱۱ ابعاد طراحی برای قطعات فشاری

۴-۸-۱۱ تا ۱-۸-۱۱

۹-۱۱ محدودیت‌های میلگردها در قطعات فشاری

۳-۹-۱۱ تا ۱-۹-۱۱

۱۰-۱۱ مقاومت اتکایی

۱-۱۰-۱۱

۲-۱۰-۱۱ در صورتی که ابعاد تکیه‌گاه در تمام جهات بزرگتر از ابعاد سطح بارگذاری شده باشد، مقاومت اتکایی نهایی روی سطح بارگذاری را که بر طبق بند ۱-۱۰-۱۱ محاسبه شده است، می‌توان در ضریب $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ ضرب کرد. این ضریب در هر حال نباید بزرگتر از ۲ در نظر گرفته شود. A_2 مساحت بخشی از تکیه‌گاه است که نسبت به سطح بارگذاری شده قرینه است.

آبا

۳-۱۰-۱۱

فصل دوازدهم

برش و پیچش

کلیه بندهای این فصل مطابق آبا می باشد بجز بندهای ۱۲-۶-۴-۱، ۱۲-۱۴-۳-۱، ۱۲-۱۴-۳-۲ و ۱۲-۱۶-۴-۱ که در آنها حداکثر فاصله میلگردهای برشی به ۳۰۰ میلی متر محدود می شود.

فصل سیزدهم

آثار لاغری - کمانش

کلیه بندهای این فصل مطابق آبا می باشد.

فصل چهاردهم

تغییر شکل‌ها و ترک خوردگی‌ها

آبا

۰-۱۴ علائم اختصاری

۱-۱۴ گستره

۱-۱-۱۴ و ۲-۱-۱۴

۲-۱۴ تغییر شکل‌ها یا افتادگی‌ها

۱-۲-۱۴ کلیات

۱-۱-۲-۱۴ تا ۳-۱-۲-۱۴

۲-۲-۱۴ محاسبه افتادگی در تیرها و دال‌های یکطرفه

۱-۲-۲-۱۴ تا ۳-۲-۲-۱۴

۳-۲-۱۴ محاسبه افتادگی در دال‌های دو طرفه

۱-۳-۲-۱۴ و ۲-۳-۲-۱۴

۴-۲-۱۴ محدودیت افتادگی در تیرها و دال‌ها

۱-۴-۲-۱۴ تا ۷-۴-۲-۱۴

۳-۱۴ ترک خوردگی‌ها

۱-۳-۱۴ کلیات

۱-۱-۳-۱۴ تا ۴-۱-۳-۱۴

۱۴-۳-۱-۵ در مواردی که ارتفاع مؤثر جان تیر یا تیرچه، d ، از ۶۰۰ میلی‌متر تجاوز کند، باید میلگرد گونه، A_{sk} ، حداقل بمقدار $(d-750) \geq 150$ میلی‌متر مربع در هر متر ارتفاع، در هر یک از گونه‌های طرفین تیر، در حد فاصل میلگرد کششی و $\frac{d}{2}$ بالاتر از میلگرد کششی پیش‌بینی شود. لزومی ندارد مقدار کل این میلگرد بیشتر از نصف میلگرد کششی تیر در نظر گرفته شود. فاصله میلگردهای گونه از یکدیگر نباید بیشتر از کمترین $\frac{d}{6}$ و ۳۰۰ میلی‌متر اختیار شود. اثر این میلگردها در مقاومت خمشی تیر را می‌توان در محاسبات منظور کرد، مشروط به آنکه تنش مؤثر این میلگردها با توجه به دیاگرام تنش - کرنش محاسبه شود.

۱۴-۳-۲ محاسبه عرض ترک‌های خمشی

۱۴-۳-۲-۱ در اعضای خمشی یکطرفه عرض ترک‌های ناشی از خمش را، در صورت عدم انجام محاسبات دقیقتر، می‌توان از رابطه زیر محاسبه کرد :

$$W = 13 \times 10^{-6} f_s \sqrt[3]{d_c A} \quad (7-14)$$

۱۴-۳-۲-۲ برای تعیین تنش میلگرد کششی، در رابطه ۱۴-۷، به جای محاسبات دقیقتر می‌توان f_s را برابر $0.6 \phi_n f_y$ منظور نمود. تنش ترکیبی f_s ، تنش‌های ناشی از بارگذاری‌های کوتاه مدت را شامل نمی‌شود.

تفسیر

f_s را می‌توان از تقسیم لنگر خمشی به حاصلضرب سطح مقطع فولاد کششی و بازوی داخلی لنگر خمشی بدست آورد. با فرض استفاده از حداکثر ظرفیت فولاد در اعضای خمشی سازه‌های آب‌بند با فرض $\phi_n = 0.75$ ، مقدار f_s برابر است با $f_s = 0.75 \times 0.6 f_y = 0.45 f_y$ و با فرض $\phi_n = 0.6$ ، f_s برابر است با $f_s = 0.6 \times 0.6 f_y = 0.36 f_y$ برای مقادیر ϕ_n به بند ۱۱-۲-۱ رجوع شود.

۳-۳-۱۴ محدودیت عرض ترکها

۳-۳-۱۴-۱ عرض ترکها در تیرها و دالهای یکطرفه در سازه‌های غیر آبی نباید از مقدار ۰/۳۵ میلی‌متر تجاوز نماید.

۳-۳-۱۴-۲ در سازه‌های آبی آب‌بند هرگاه مقاومت طراحی میلگردهای کششی از ۲۸۰ کیلو نیوتن بر میلی‌متر مربع تجاوز کند، کنترل عرض ترکها، w ، با استفاده از رابطه ۱۴-۷ بشرح زیر الزامی است:

الف - عرض ترکها برای سازه‌های آبی آب‌بند در معرض شرایط محیطی اسیدی تراز $pH = 5$ و یا ترکیبات سولفاتی تر از ۱۰۰۰ ppm به ۰/۲۲ میلی‌متر محدود می‌شود.

ب - عرض ترکها برای سازه‌های آبی آب‌بند در معرض شرایط محیطی بهتر از بند الف به ۰/۲۷ میلی‌متر محدود می‌شود.

گفتنی است که عرض ترکهای حرارتی و جمع‌شدگی در هر دو مورد بالا به ۰/۲ میلی‌متر محدود می‌شود.

تفسیر

اعمال ضریب ایمنی جزئی پایایی، ϕ_n ، به مقاومت نهایی اعضای دارای فولاد کششی، کمک شایانی به کاهش عرض ترک و برآورد ه شدن شرایط مربوطه می‌نماید. استفاده از فولادهای با مقاومت بسیار زیاد موجب افزایش غیر مجاز عرض ترکها می‌شود، لذا بهتر است از فولادهای با مقاومت طراحی نه چندان زیاد استفاده نمود. فولاد نوع A II با مقاومت طراحی ۳۰۰ مگاپاسکال (نیوتن بر میلی‌متر مربع) مناسبترین نوع فولاد موجود در کشور برای سازه‌های آبی می‌باشد. اگر مقاومت مشخصه طراحی این میلگردها به جای ۳۰۰ مگاپاسکال ۲۸۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شود می‌توان از کنترل ترک خمشی یا کششی مطابق این بند صرف‌نظر نمود. برای کنترل دقیقتر عرض ترکهای خمشی طراح می‌تواند علاوه بر رابطه ۱۴-۷ از روش استاندارد BS 8007 (بشرح پیوست ۴) نیز استفاده نماید.

فصل پانزدهم

طراحی سیستم‌های دال دو طرفه

آبا

۰-۱۵ علائم اختصاری

□ ۱-۱۵ گستره

۱-۱۵ ضوابط این فصل مربوط به طراحی سیستم‌هایی از دال‌ها و دیوارهای مسطح سازه‌های نگه‌دارنده آب است که در آنها دال یا دیوار در دو امتداد تحت اثر خمش قرار می‌گیرد و در این دو امتداد میلگردگذاری می‌شود. سیستم دال یا دیوار می‌تواند دارای تیرها یا وادارهای نگه‌دارنده باشد و یا مستقیماً روی تکیه‌گاه مستقر شود. در این فصل هر جا که صحبت از دال دو طرفه می‌شود دیوارهای مسطح مخازن را که به صورت دو طرفه کار می‌کند نیز شامل می‌باشد.

آبا

۲-۱-۱۵

۳-۱-۱۵

۲-۱۵ تعاریف

□ ۳-۱۵ روش‌های طراحی

۱-۳-۱۵ در این آیین‌نامه برای طراحی سیستم دال‌ها، چهار روش توصیه می‌شود که هر یک با رعایت محدودیت‌های خاصی کاربرد دارند. اما طراحی به هر روشی که در آن شرایط تعادل نیروها و همسازی تغییر شکل‌ها رعایت شود، و در هیچ مقطعی ظرفیت باربری دال

کمتر از تأثیر عامل‌های مؤثر بر آن نباشد، و شرایط بهره‌برداری، از جمله محدودیت مربوط به افتادگی دال‌ها، رعایت گردد، مورد قبول است.

تفسیر

مراجعی موجود است که ضرایب برش و لنگر خمشی را برای مخازن گرد، مستطیل و صندوقه‌ای، با استفاده از تحلیل الاستیک، طی جداول طراحی در دسترس قرار می‌دهند.

۱۵-۳-۲ چهار روش طراحی توصیه شده در این آیین‌نامه بشرح زیر است :

الف - روش " قاب معادل "

ب - روش " مستقیم "

پ - روش " ضرایب لنگر خمشی "

ت - روش " پلاستیک "

روش‌های (الف) و (ب) برای تحلیل و طراحی مجموعه دال‌ها و تیرهای تکیه‌گاه‌ها، در صورت وجود، و روش‌های (پ) و (ت) برای تحلیل و طراحی دال‌ها به‌طور مجزا مورد استفاده قرار می‌گیرند. شرح این روش‌ها در این آیین‌نامه تنها برای بارهای یکنواخت داده شده است. جزییات این روش‌ها به ترتیب در قسمت‌های ۱۵-۶ تا ۱۵-۹ داده شده‌اند. برای بارگذاری‌های غیر یکنواخت می‌توان از جداول طراحی مخازن یا روش اجزای محدود استفاده نمود.

تفسیر

۱۵-۴ ضوابط کلی طراحی دال‌ها

۱۵-۴-۱ ضخامت دال

۱-۱-۴-۱۵

۱۵-۴-۲ طراحی برای خمش و برش

۱۵-۴-۲-۱ و ۱۵-۴-۲-۲

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

۱۵-۴-۳-۱ تا ۱۵-۴-۳-۳

۱۵-۴-۴ کتیبه دال‌ها

۱۵-۴-۴-۱ تا ۱۵-۴-۴-۴

۱۵-۴-۵ بازشوها در سیستم دال‌ها

۱۵-۴-۵-۱ در سیستم‌های دال‌ها می‌توان بازشوهایی با هر اندازه پیش‌بینی کرد، مشروط بر آنکه با انجام یک تحلیل ویژه بتوان نشان داد سیستم از مقاومت کافی برخوردار است و ضوابط مربوط به حالات حدی بهره‌برداری به‌ویژه ضوابط مربوط به تغییرشکل‌ها را برآورده می‌کند.

تفسیر

باید توجه داشت که برای اجتناب از ترک‌خوردگی در اطراف بازشوها باید، با یک قضاوت مهندسی خوب، میلگردهای تکمیلی عمود بر امتدادهایی که پتانسیل ایجاد ترک در آنها وجود دارد، پیش‌بینی شود. بند ۱۵-۴-۵ تنها حداقل میلگرد موردنیاز را برای دال‌های بدون تیر بررسی می‌کند.

آب

۱۵-۴-۵-۲ تا ۱۵-۴-۵-۷

۱۵-۵ میلگردگذاری دال‌ها

۱۵-۵-۱ ضوابط کلی میلگردگذاری

۱۵-۵-۱-۱

۱۵-۵-۱-۲ فاصله میلگردهای خمشی در دال‌های سازه‌های نگه‌دارنده آب (آب‌بند)، جز در دال‌های مشبک، نباید از دو برابر ضخامت دال و نه از ۳۰۰ میلی‌متر تجاوز کند. در دال‌های مشبک، حداقل میلگردگذاری در ناحیه‌ای از دال که روی حفره‌ها قرار دارد بر طبق بند ۸-۷ تعیین می‌شوند.

آبا

۵-۱-۵-۱۵ تا ۳-۱-۵-۱۵

۲-۵-۱۵ جزئیات ویژه برای میلگردگذاری دال‌های با تیر

۵-۲-۵-۱۵ تا ۱-۲-۵-۱۵

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

۷-۳-۵-۱۵ تا ۱-۳-۵-۱۵

۶-۱۵ روش " قاب معادل "

۱-۶-۱۵ گستره

۲-۱-۶-۱۵ و ۱-۱-۶-۱۵

۲-۶-۱۵ روش طراحی

۳-۲-۶-۱۵ تا ۱-۲-۶-۱۵

۳-۶-۱۵ قاب معادل

۸-۳-۶-۱۵ تا ۱-۳-۶-۱۵

۴-۶-۱۵ ممان اینرسی قطعات در قاب معادل

۲-۴-۶-۱۵ و ۱-۴-۶-۱۵

۵-۶-۱۵ قطعات پیچشی

۳-۵-۶-۱۵ تا ۱-۵-۶-۱۵

۶-۶-۱۵ سختی خمشی ستونها در قاب معادل

۱-۶-۶-۱۵

۷-۶-۱۵ بارگذاری متناوب

۴-۷-۶-۱۵ تا ۱-۷-۶-۱۵

۸-۶-۱۵ لنگرهای خمشی در نوار پوششی

۴-۸-۶-۱۵ تا ۱-۸-۶-۱۵

۹-۶-۱۵ تقسیم لنگرهای خمشی در نوار پوششی

۳-۹-۶-۱۵ تا ۱-۹-۶-۱۵

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

□ ۱۵-۷ روش " مستقیم "

۱۵-۷-۱ گستره

۱۵-۷-۱-۱ روش طراحی مستقیم را می‌توان در مورد سیستم‌هایی که دال‌های آنها علاوه بر ضوابط بند ۱۵-۶-۱ محدودیت‌های بندهای ۱۵-۷-۱-۲ تا ۱۵-۷-۱-۷-۱ را هم داشته باشند به کار برد.

تفسیر

در مخازن صندوقه‌ای، دیوارها و کفها ممکن است دارای محدودیت‌های این بند بشوند.

آبا

۱۵-۷-۱-۲ تا ۱۵-۷-۱-۵

۱۵-۷-۱-۶ بارهای قائم وارد بر سیستم دال باید به‌طور یکنواخت پخش شده باشند. کلیه بارهای وارد بر سازه باید ناشی از بارهای گرانشی یا فشار مایع بوده و توزیع آنها بر روی سطح هر چشمه به‌صورت یکنواخت باشد. بارهای زنده نباید بیشتر از دو برابر بارهای مرده باشد. در استفاده از جداول مربوط باید توجه داشت که بخشی از فشار مایع را که به‌صورت مثلی اعمال می‌شود می‌توان بار زنده محسوب نمود و آن بخشی از بار را که یکنواخت می‌باشد می‌توان بار مرده محسوب شود، ولی به لحاظ ترکیب بار باید ماهیت بارها دقیقاً رعایت شود.

تفسیر

کف مخازن اغلب دال دوطرفه‌ای است که بار زنده‌ای به مراتب بیشتر از بار مرده را حمل می‌کنند. اگر فشار مایع تقریباً یکنواخت بوده و روی کلیه چشمه‌های دال کف اثر کند، این فشار را نباید بار زنده به حساب آورد و نتیجه گرفت که محدودیت نسبت بار زنده به بار مرده برآورده نشده است. چون فشار مایع همزمان روی کلیه چشمه‌ها اثر می‌کند و بارگذاری مرحله‌ای امکانپذیر نیست. به هر حال اگر شیب کف زیاد باشد، یا امکان فشار مایع به‌طور مرحله‌ای وجود داشته باشد می‌توان از روش قاب معادل یا روش‌های معتبر دیگر استفاده نمود. رسوب جمع شده در کف مخازن باید بار زنده به حساب آید.

تفسیر

۷-۱-۷-۱۵
۲-۷-۱۵ روش طراحی
۷-۲-۷-۱۵ تا ۱-۲-۷-۱۵
۳-۷-۱۵ لنگر خمشی استاتیکی در هر دهانه
۲-۳-۷-۱۵ و ۱-۳-۷-۱۵
۴-۷-۱۵ لنگرهای خمشی مثبت و منفی در هر دهانه
۶-۴-۷-۱۵ تا ۱-۴-۷-۱۵
۵-۷-۱۵ تغییرات در لنگرهای خمشی مثبت و منفی
۱-۵-۷-۱۵
۶-۷-۱۵ لنگر خمشی در ستونها و دیوارها
۱-۶-۷-۱۵

۲-۶-۷-۱۵ ستونها و دیوارهایی که تکیه‌گاه داخلی قاب معادل را تشکیل می‌دهند باید برای لنگر خمشی حاصل از رابطه زیر طراحی شوند. این لنگر به نسبت سختی‌های خمشی ستونها و دیوارها در بالا و پایین طبقه تقسیم می‌شوند:

$$M_u = 0.07 \left[(W_d + 0.5 W_\ell) l_2 l_n^2 - W_d l_2' l_n^2 \right] \quad (9-15)$$

در این رابطه l_2' و l_n' به دهانه کوتاهتر مربوط می‌شوند.

تفسیر

بخش یکنواخت بار زنده را می‌توان در رابطه ۹-۱۵ جزو بار مرده، W_d ، منظور نمود. هرگاه تفاوت بار در چشمه‌های مجاور محرز باشد این اختلاف جایگزین W_ℓ در رابطه ۹-۱۵ می‌شود.

آبا

۷-۷-۱۵ تلاش برشی در سیستم‌های تیر - دال

۵-۷-۷-۱۵ تا ۱-۷-۷-۱۵

۸-۱۵ روش ضرایب لنگر خمشی

۱-۸-۱۵ گستره

۵-۱-۸-۱۵ تا ۱-۱-۸-۱۵

۲-۸-۱۵ روش طراحی

۶-۲-۸-۱۵ تا ۱-۲-۸-۱۵

۳-۸-۱۵ ضخامت دال

۱-۳-۸-۱۵

۴-۸-۱۵ تلاش برشی در تیر و دال

۵-۴-۸-۱۵ تا ۱-۴-۸-۱۵

۵-۸-۱۵ لنگرهای خمشی در تیرها

۱-۵-۸-۱۵

۹-۱۵ روش پلاستیک

۱-۹-۱۵ گستره

۲-۱-۹-۱۵ و ۱-۱-۹-۱۵

۳-۱-۹-۱۵ در صورت استفاده از روش پلاستیک، طراحی باید نسبت به عملکرد مطلوب دال در حالات حدی بهره‌برداری، تغییر شکل‌ها و ترک‌خوردگی‌ها، برطبق ضوابط فصل چهاردهم اطمینان حاصل نمود. استفاده از این روش برای سازه‌های بتنی نگه‌دارنده آب (آب‌بند) به‌طور کلی توصیه نمی‌شود، مگر آنکه شرایط لازم بهره‌برداری بخوبی برآورده شود.

آبا

۲-۹-۱۵ ضوابط کلی طراحی

۵-۲-۹-۱۵ تا ۱-۲-۹-۱۵

فصل شانزدهم

دیوارها

آبا

۰-۱۶ علائم اختصاری

۱-۱۶ گستره

۲-۱۶ تعاریف

۳-۱۶ ضوابط کلی طراحی

۱-۳-۱۶ تا ۴-۳-۱۶

۵-۳-۱۶ برای مناطق لرزه‌خیز، صرف‌نظر از شدت لرزه خیزی، رعایت ضوابط طراحی دیوارها مطابق بند ۳-۵-۲۰ الزامی است.

□ ۴-۱۶ محدودیت میلگردها

۱-۴-۱۶ حداقل فولاد

در دیوارها باید میلگردهای حرارت و جمع‌شدگی مطابق بند ۷-۸ و زیر بندهای آن پیش‌بینی شود. در دیوارهایی که زیر اثر نیروی برشی قرار می‌گیرند، رعایت حداقل میلگرد مطابق بند ۴-۱۶-۱۲ نیز الزامی است.

۱۶-۴-۲ حداکثر فولاد

نسبت مساحت میلگرد قائم و میلگرد افقی به مساحت کل مقطع نباید از ۰/۰۴ بیشتر اختیار شود. این محدودیت در محل وصله‌ها نیز باید رعایت شود.

۱۶-۴-۳ فاصله میلگردهای قائم و میلگردهای افقی نباید بیشتر از ۳۰۰ میلی‌متر باشد.

۱۶-۴-۴ در مواردی که مساحت مقطع کل میلگرد قائم از یک درصد مساحت کل مقطع کمتر است و یا در مواردی که براساس طراحی سازه میلگرد قائم بعنوان میلگرد فشاری مورد نیاز نیست، محصور کردن میلگردهای قائم با خاموت الزامی نیست. برای مقادیر بیشتر میلگردهای قائم، میلگردبندی دیوارها باید مشابه ستونها باشد.

۱۶-۴-۵ علاوه بر حداقل فولاد مورد نیاز، میلگردهای اضافی معادل سطح مقطع میلگردهای قطع شده در محل بازشوی دیوار باید در طرفین بازشو پیش‌بینی شود. این میلگردها باید معادل طول گیرایی خود از هر گوشه گسترش یافته و در داخل دیوار درگیر شوند. طول گیرایی را نباید از ۶۰۰ میلی‌متر و مقدار میلگرد در هر طرف بازشو را نباید کمتر از ۲ عدد میلگرد نمره ۱۶ اختیار نمود.

آب

۱۶-۵ دیوارهای باربر

۱۶-۵-۱ و ۱۶-۵-۲

۱۶-۵-۳ حذف گردید.

۱۶-۵-۴

۱۶-۶ دیوارهای برشی

۱۶-۶-۱ و ۱۶-۶-۲

۱۶-۷ دیوارهای حائل

۱۶-۷-۱

۱۶-۸ دیوارهای پای بست

۱۶-۸-۱ و ۱۶-۸-۲

□ ۱۶-۹ حداقل ضخامت دیوارها

۱۶-۹-۱ ضخامت دیواری که پایداری قائم آن توسط قوسی بودن (در صفحه افقی) تأمین شود، تابع ضوابط دالهاست و به عنوان دیوار تابع ضابطه خاصی نیست. حداقل ضخامت سایر دیوارها، تابع بندهای ۱۶-۹-۲ تا ۱۶-۹-۴ می‌باشد.

۱۶-۹-۲ ضخامت دیوارهای باربر مستقیم نباید از $\frac{1}{25}$ طول یا ارتفاع آزاد دیوار، هر کدام کوچکتر باشد، و ۲۰۰ میلی‌متر کمتر اختیار شود.

۱۶-۹-۳ ضخامت دیوارهای غیر باربر مستقیم نباید از ۱۵۰ میلی‌متر و $\frac{1}{30}$ کمترین فاصله نگه‌دارنده‌های جانبی دیوار کمتر اختیار شود.

۱۶-۹-۴ ضخامت دیوار در تماس با آب و مرتفع تر از ۳ متر نباید از ۳۰۰ میلی‌متر کمتر اختیار شود.

فصل هفدهم

شالوده‌ها

کلیه بندهای این فصل مطابق آبا می‌باشد بجز بندهای ۱۷-۵-۳، ۱۷-۵-۴، که در آنها حداکثر فاصله میلگردها به ۳۰۰ میلی‌متر محدود می‌شود.

فصل هیجدهم

مهار و وصله میلگردها

آیا

۰-۱۸ علائم اختصاری

۱-۱۸ گستره

۴-۱-۱۸ تا ۱-۱-۱۸

۲-۱۸ مهار میلگردها

۱-۲-۱۸ کلیات

۴-۱-۲-۱۸ تا ۱-۱-۲-۱۸

۲-۲-۱۸ طول گرایبی میلگردها و سیمهای کششی

۵-۲-۲-۱۸ تا ۱-۲-۲-۱۸

۳-۲-۱۸ طول گیرایی میلگردهای فشاری

۴-۳-۲-۱۸ تا ۱-۳-۲-۱۸

۴-۲-۱۸ طول گیرایی در گروه میلگردها

۲-۴-۲-۱۸ و ۱-۴-۲-۱۸

۵-۲-۱۸ طول گیرایی میلگردهای قلابدار در کشش

۶-۵-۲-۱۸ تا ۱-۵-۲-۱۸

۶-۲-۱۸ مهار میلگردها با وسایل مکانیکی

۲-۶-۲-۱۸ و ۱-۶-۲-۱۸

آبا

۷-۲-۱۸	مهار شبکه‌های جوش شده از سیمهای آجدار یا صاف در کشش
۳-۷-۲-۱۸ تا ۱-۷-۲-۱۸	
۳-۱۸	ضوابط مهار میلگردهای خمشی
۱-۳-۱۸	ضوابط کلی
۶-۱-۳-۱۸ تا ۱-۱-۳-۱۸	
۲-۳-۱۸	ضوابط خاص مهار میلگرد خمشی مثبت
۳-۲-۳-۱۸ تا ۱-۲-۳-۱۸	
۳-۳-۱۸	ضوابط خاص مهار میلگرد خمشی منفی
۲-۳-۳-۱۸ و ۱-۳-۳-۱۸	
۴-۳-۱۸	ضوابط خاص مهارمیلگردعرضی در جان قطعات خمشی
۵-۴-۳-۱۸ تا ۱-۴-۳-۱۸	
۴-۱۸	وصله میلگردها
۱-۴-۱۸	ضوابط کلی
۷-۱-۴-۱۸ تا ۱-۱-۴-۱۸	

۲-۴-۱۸ وصله میلگردها یا سیمهای کششی

۱-۲-۴-۱۸ در وصله‌های پوششی طول پوشش باید حداقل برابر با $1.3l_d$ باشد. تنها در مواردی که دو شرط زیر به‌طور توأم تأمین باشد طول پوشش را می‌توان تا مقدار l_d کاهش داد:

الف - مقدار میلگرد موجود در ناحیه طول پوشش حداقل به اندازه دو برابر مقدار مورد نیاز باشد.

ب- حداکثر نصف میلگرد موجود در مقطع در ناحیه طول پوشش وصله شوند.
 l_d طول گیرایی میلگرد در کشش است که باید بر اساس ضوابط قسمت ۲-۲-۱۸ محاسبه شود.

در محاسبه I_d ضریب k_3 باید برابر با یک منظور شود. طول پوشش در هیچ حالت نباید کمتر از ۳۰۰ میلی‌متر اختیار شود. در مخازن گرد، که برای کشش محیطی (کشش حلقوی) طراحی می‌شوند، وصله میلگردهای افقی باید حداقل به طول $1.3l_d$ بوده و محل وصله متناوباً در امتداد افقی جابجا شود. وصله میلگردهای مجاور به میلگرد وصله شده باید متناوباً در امتداد افقی حداقل بطول وصله و نه کمتر از ۹۰۰ میلی‌متر جابجا شوند به نحوی که حداقل پس از سه جابجایی به جای اول باز گردند.

تفسیر

جابجایی محل وصله میلگردهای حلقوی کششی مانع خرابی پیش رونده بتن در محل وصله‌ها می‌شود.

آیا

۳-۲-۴-۱۸ و ۲-۲-۴-۱۸
 ۳-۴-۱۸ وصله میلگردهای فشاری
 ۴-۳-۴-۱۸ تا ۱-۳-۴-۱۸
 ۴-۴-۱۸ ضوابط خاص وصله میلگردها در ستونها
 ۵-۴-۴-۱۸ تا ۱-۴-۴-۱۸
 ۵-۴-۱۸ وصله شبکه‌های جوش شده سیمهای کششی
 ۲-۵-۴-۱۸ و ۱-۵-۴-۱۸

فصل نوزدهم

ارزیابی ایمنی سازه‌های اجرا شده

کلیه بندهای این فصل مطابق آبا می‌باشد. علاوه بر این در سازه‌های آبی، ارزیابی ایمنی ادواری و کنترل مستمر وضعیت پایایی بتن، متاثر از عواملی مانند واکنش‌زایی قلیایی سنگدانه‌ها، گزند حاصل از عوامل محیطی و فرسایش، در هنگام بهره‌برداری ضروری است.

فصل بیستم

ضوابط ویژه برای طراحی در برابر زلزله

آیا

۲۰-۰. علایم اختصاری

□ ۱-۲۰ گستره

۱-۱-۲۰ ضوابط این فصل باید در طرح و ساخت اعضای کلیه سازه‌هایی که در آنها نیروهای طراحی ناشی از زلزله بر اساس استهلاک انرژی در ناحیه غیر خطی پاسخ سازه‌ها محاسبه شده‌اند رعایت شوند. در مورد اعضای سازه‌های نگاه‌دارنده آب در کلیه مناطق زلزله خیز (با "شدت کم"، "متوسط"، "زیاد" و "خیلی زیاد" مذکور در استاندارد ۲۸۰۰) رعایت ضوابط طراحی دیوارهای سازه‌ای، دیافراگم‌ها و خریاها با شکل پذیری زیاد، بند ۲۰-۵-۳، اجباری است، حتی اگر سایر اعضای سازه با شکل پذیری کمتر طراحی شود. گفتنی است اگرچه دیوارها و دیافراگم‌ها با شکل پذیری زیاد طراحی می‌شوند ولی تحلیل سازه باید مطابق بند ۱۰-۳-۱-۲ به صورت الاستیک و خطی باشد.

تفسیر

سازه‌ای که برای مقابله با زمین لرزه خوب طراحی شده باشد، در هنگام زلزله، سختی واقعی و مؤثر آن به میزان قابل توجهی کاهش یافته و همزمان قابلیت جذب و استهلاک انرژی آن افزایش می‌یابد. این رفتار به سهم خود موجب کاهش شتاب مؤثر یا نیروهای اینرسی جانبی (نسبت به نیروهایی که با فرض رفتار الاستیک خطی و مصالح ترک نخورده محاسبه شود) می‌گردد. بنابراین اعمال یک سیستم مقاوم جانبی با قابلیت جذب و استهلاک انرژی در محدوده غیر الاستیک برای سازه‌های واقع در مناطق زلزله خیز مناسب و مفید است. همچنین جان سختی یا چقرمگی (Toughness) سازه برای پایایی در برابر تداوم تغییر مکانهای تناوبی، نیز یک مشخصه بسیار مفید و مؤثر در استحکام نهایی سازه است.

در آیین‌نامه‌های بارگذاری با جمع کردن اثر سه مشخصه " رفتار غیر خطی"، "شکل‌پذیری" و " ذخیره مقاومتی اضافی" در یک ضریب ثابت تحت عنوان ضریب رفتار (R)، شدت اثر زلزله را برای انواع سیستم‌های سازه‌ای تعیین نموده اند. به این ترتیب هرچه (به توسط جزییات سازه‌ای ویژه) شکل‌پذیری و جان سختی اعضای سازه افزایش داده شود، نیروهای طراحی کمتری بدست می‌آید. در اینجا قضاوت طراح ممکن است بر این مصلحت‌گرایش داشته باشد که با ایجاد مقاومت بیشتر از بعضی جزییات پیچیده دوری جوید. لذا گزینه عملی معمولاً گزینه‌ای است بین دو گزینه زیر :

الف - سیستمی با مقاومت کافی در برابر نیروهای ایجاد شده در محدوده خطی (یا تقریباً خطی) رفتار مصالح (R کوچک).

ب - سیستمی شامل تمهیدات متعدد و مؤثر برای تأمین رفتار غیر خطی سالم در محدوده‌ای از رفتار مصالح که کاهش مقاومت بحرانی نباشد (R بزرگ).

در مورد سازه‌های غیرآبی و سازه‌هایی که نگه‌دارنده آب نیستند، گزینه مناسب و عملی گزینه‌ای است بین گزینه‌های الف و ب با در نظر داشتن سایر عوامل طراحی.

در مورد اعضای سازه‌های آبی نگه‌دارنده آب، بخاطر لزوم آب‌بند ماندن و ملاحظات خردگی و پایایی فقط گزینه الف باید انتخاب شود. (رجوع به بند ۱۰-۳-۱-۲)

۲۰-۱-۲ در طراحی سازه‌های مشمول این فصل رعایت فصول آیین‌نامه آبا بجز موارد محدود کننده‌تری که در این فصل مقرر شده‌اند، الزامی است.

آبا

۳-۱-۲۰

۲۰-۱-۴ ضوابط این فصل سازه‌های آبی ساخته شده در مناطق بدون وجود خطر زلزله را در بر نمی‌گیرد.

۲۰-۱-۵ ضوابط سازه‌های آبی در این فصل تنها شامل سازه‌های نگه‌دارنده آب است. طراح باید توجه ویژه به اثر زمین لرزه بر سایر اعضای سازه‌های آبی نیز بنماید.

تفسیر

سایر اعضای سازه‌های آبی مانند، لوله کشی‌ها، تجهیزات، راهروهای ارتباطی و نیروهای ایجاد شده در فصل مشترک سازه با سازه، سازه با خاک، سازه با سیستم لوله کشی و سازه با راهروهای ارتباطی نیازمند توجه ویژه می‌باشد.

۲۰-۱-۶ سازه‌های نگه‌دارنده آب باید برای نیروها، برشها و لنگرهای حاصله از شتابهای افقی و قائم سازه و محتویاتش طراحی شود.

آبا

۲۰-۲ ضوابط کلی طراحی

۲۰-۲-۱ تعاریف

۲۰-۲-۲ تحلیل سازه و ابعاد اعضای آن

۲۰-۲-۲-۱ تا ۲۰-۲-۲-۵

۲۰-۲-۳ مشخصات مصالح

۲۰-۲-۳-۱ تا ۲۰-۲-۳-۴

۲۰-۲-۴ کنترل سازه در حالت حدی بهره‌برداری

آبا

- ۲-۴-۲-۲۰ و ۱-۴-۲-۲۰
- ۵-۲-۲۰ حدود شکل پذیری سازه
- ۵-۵-۲-۲۰ تا ۱-۵-۲-۲۰
- ۳-۲۰ ضوابط سازه‌های با شکل پذیری کم
- ۴-۳-۲۰ تا ۱-۳-۲۰
- ۴-۲۰ ضوابط سازه‌های با شکل پذیری متوسط
- ۱-۴-۲۰ اعضای تحت خمش در قابها
- ۱-۱-۴-۲۰ محدودیت‌های هندسی
- ۲-۱-۱-۴-۲۰ و ۱-۱-۱-۴-۲۰
- ۲-۱-۴-۲۰ میلگردهای طولی و عرضی
- ۶-۲-۱-۴-۲۰ تا ۱-۲-۱-۴-۲۰
- ۲-۴-۲۰ اعضای تحت فشار و خمش در قابها - ستونها
- ۱-۲-۴-۲۰ محدودیت‌های هندسی
- ۱-۱-۲-۴-۲۰
- ۲-۲-۴-۲۰ میلگردهای طولی و عرضی
- ۷-۲-۲-۴-۲۰ تا ۱-۲-۲-۴-۲۰
- ۳-۴-۲۰ دیوارهای سازه‌ای، دیافراگم‌ها و خرپاها
- ۳-۳-۴-۲۰ تا ۱-۳-۴-۲۰
- ۴-۴-۲۰ اتصالات تیر به ستونها در قابها
- ۱-۴-۴-۲۰
- ۵-۴-۲۰ ضوابط طراحی برای برش در اعضای قابها
- ۱-۵-۴-۲۰
- ۵-۲۰ ضوابط سازه‌های با شکل پذیری زیاد
- ۱-۵-۲۰ اعضای تحت خمش در قابها
- ۱-۱-۵-۲۰ محدودیت‌های هندسی

آبا

۲-۱-۱-۵-۲۰ و ۱-۱-۱-۵-۲۰
۲-۱-۵-۲۰ میلگرد طولی
۷-۲-۱-۵-۲۰ تا ۱-۲-۱-۵-۲۰
۳-۱-۵-۲۰ میلگرد عرضی
۵-۳-۱-۵-۲۰ تا ۱-۳-۱-۵-۲۰
۲-۵-۲۰ اعضای تحت فشار و خمش در قابها - ستونها
۱-۲-۵-۲۰ محدودیت‌های هندسی
۱-۱-۲-۵-۲۰
۲-۲-۵-۲۰ میلگرد طولی
۶-۲-۲-۵-۲۰ تا ۱-۲-۲-۵-۲۰
۳-۲-۵-۲۰ میلگرد عرضی
۱۱-۳-۲-۵-۲۰ تا ۱-۳-۲-۵-۲۰
۴-۲-۵-۲۰ حداقل مقاومت خمشی ستونها
۵-۴-۲-۵-۲۰ تا ۱-۴-۲-۵-۲۰
۳-۵-۲۰ دیوارهای سازه‌ای، دیافراگم‌ها و خرپاها
۱-۳-۵-۲۰ محدودیت‌های هندسی
۶-۱-۳-۵-۲۰ تا ۱-۱-۳-۵-۲۰
۲-۳-۵-۲۰ میلگردهای قائم و افقی

۱-۲-۳-۵-۲۰ در دیوارهای سازه‌ای نسبت میلگرد در هیچ یک از دو امتداد قائم و افقی نباید کمتر از 0.3% درصد باشد، مگر آنکه برش نهایی موجود در مقطع دیوار از $0.5 A_{cv} V_c$ کمتر باشد. در این حالت برای حداقل میلگرد مورد نیاز در دیوار باید ضوابط بند ۴-۱۶ در فصل شانزدهم رعایت شود.

۲-۲-۳-۵-۲۰ نسبت میلگرد قائم در هیچ ناحیه از طول دیوار نباید از ۴ درصد بیشتر باشد.

۲۰-۵-۳-۲-۳ فاصله محور تا محور ملگردها از یکدیگر در هر دو امتداد قائم و افقی نباید بیشتر از ۳۰۰ میلی‌متر اختیار شود. در اجزای لبه فاصله میلگردهای قائم نباید بیشتر از ۲۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شود.

آب

۶-۲-۳-۵-۲۰ تا ۴-۲-۳-۵-۲۰
۳-۳-۵-۲۰ اجزای لبه در دیوارهای سازه‌ای و در دیافراگم‌ها
۶-۳-۳-۵-۲۰ تا ۱-۳-۳-۵-۲۰
۴-۳-۵-۲۰ تیرهای هم‌بند در دیوارهای هم‌بسته
۴-۴-۳-۵-۲۰ تا ۱-۴-۳-۵-۲۰
۵-۳-۵-۲۰ درزهای اجرایی
۱-۵-۳-۵-۲۰

۲۰-۵-۳-۶ اتصال دیوار به دیافراگم (دال سقف)

تنشهای ناشی از نیروهای انتقالی بین دیوار و دیافراگم باید در طراحی اتصال این دو عضو سازه‌ای لحاظ شود. در صورت لزوم باید میلگردهایی با ظرفیت برشی $A_v f_y$ مطابق ضوابط فصل دوازدهم برای تحمل برش، پیش‌بینی شود. مگر آنکه مکانیزم دیگری برای تحمل برش اتخاذ شده باشد. همچنین باید تدابیر لازم برای تحمل نیروهای حاصل از نوسان سطح آب و برخورد آن با سطح زیرین دال (سقف) به‌کار گرفته شود.

تفسیر

در سازه‌های نگه‌دارنده آب مانند مخازن، باید برای مقاوم ساختن اتصال بین دیوارها با دال‌های کف و سقف در هنگام وقوع زمین لرزه تدابیر ویژه‌ای اندیشید تا از ترک‌خوردگی و نشت آب ممانعت به‌عمل آید. نوسان سطح آب مخازن، در هنگام زمین لرزه، فشار مؤثر به کف را افزایش داده و در مواردی نیز یک فشار تحتانی به زیر دال (سقف) وارد می‌کند.

آبا

- ۴-۵-۲۰ اتصالات تیر به ستون در قابها
- ۱-۴-۵-۲۰ ضوابط کلی طراحی
- ۳-۱-۴-۵-۲۰ تا ۱-۱-۴-۵-۲۰
- ۲-۴-۵-۲۰ میلگردگذاری
- ۵-۲-۴-۵-۲۰ تا ۱-۲-۴-۵-۲۰
- ۳-۴-۵-۲۰ طول گیرایی میلگردهای کششی
- ۴-۳-۴-۵-۲۰ تا ۱-۳-۴-۵-۲۰
- ۵-۵-۲۰ ضوابط طراحی برای برش
- ۱-۵-۵-۲۰ اعضای تحت خمش و تحت فشار و خمش در قابها
- ۵-۱-۵-۵-۲۰ تا ۱-۱-۵-۵-۲۰
- ۲-۵-۵-۲۰ دیوارهای سازه‌ای و دیافراگم‌ها
- ۶-۲-۵-۵-۲۰ تا ۱-۲-۵-۵-۲۰
- ۶-۵-۲۰ اعضای از قابها که برای نیروهای زلزله طراحی نمی‌شوند.
- ۱-۶-۵-۲۰
- ۲-۱-۶-۵-۲۰ و ۱-۱-۶-۵-۲۰
- ۲-۶-۵-۲۰
- ۳-۲-۶-۵-۲۰ تا ۱-۲-۶-۵-۲۰

پیوست ۱

واکنش قلیایی سنگدانه‌ها

□ پ ۱-۱ معرفی

این پیوست، بخشی از مجموعه ضوابط عمومی طراحی سازه‌های آبی بتنی نبوده و تنها برای هدایت مهندسان دست‌اندرکار طراحی سازه‌های بتنی و با اقتباس از پیوست B استاندارد کانادایی CSA - A23.1-94 ارائه شده است.

خرابی بتن در اثر واکنش بعضی کانی‌های موجود در انواع خاصی از سنگ‌ها، که به‌عنوان سنگدانه‌های بتن مورد استفاده قرار می‌گیرند، و قلیای محلول در بتن که عمدتاً در سیمان پرتلند وجود دارد، روی می‌دهد. به این پدیده، واکنش قلیایی سنگدانه‌ها^۱ گفته می‌شود. واکنش قلیایی، مستلزم وجود مواد واکنش‌زا در سنگدانه‌ها، وجود قلیا به مقدار کافی در بتن و رطوبت کافی برای تداوم این فرایند می‌باشد.

شدت واکنش قلیایی سیلیسی، به درصد کوارتز کرنش‌دار^۲ در سنگدانه‌ها و زاویه میل به غیر فعال شدن^۳ و همچنین عوامل ناشناخته دیگر بستگی دارد. درصد کوارتز کرنش‌دار و زاویه میل به غیر فعال شدن، به‌وسیله سنگ‌نگاری^۴ با استفاده از میکروسکپ با دقت نسبتاً مناسبی تعیین می‌گردد.

-
- 1 - Alkali aggregate reaction
 - 2 - Strained Quartz
 - 3 - Andulatory extinction
 - 4 - Petrographi examination

واکنش قلیایی می‌تواند به انبساط مخرب بتن منجر شود که همان‌طور که در شکل پ ۱-۱ مشاهده می‌شود، معمولاً با مشاهده ترک‌خوردگی‌های پنجه‌غازی^۱ تشخیص داده می‌شود. اگر چه بعضی از سنگدانه‌های واکنش‌زا می‌توانند در مدت چند سال باعث ترک‌خوردگی بتن شوند، ولی معمولاً ترک‌خوردگی بتن و خرابی ناشی از آن، روندی کند و تدریجی دارد و خطر بروز شکست یا خرابی ناگهانی در اثر این واکنش مخرب منتفی است (Haavik and Mielenz 1991). بسیاری از بتن‌های ساخته شده با مصالح واکنش‌زا در حال حاضر، با ایمنی کافی در سازه‌های مختلف تحت بهره‌برداری هستند. با این حال، برای بتنی که تحت تأثیر واکنش قلیایی قرار گرفته است، مشکلات و مسائلی تحت شرایط سرویس به‌وجود خواهد آمد که در بعضی موارد، ممکن است مخارج قابل ملاحظه بازسازی یا تعویض قسمت‌های مختلف را قبل از پایان دوره سرویس‌دهی متناظر دربرداشته باشد. هرگونه ترک‌خوردگی، صرف‌نظر از منشاء و ماهیت آن، زمینه نفوذ سریع آب و املاح را فراهم ساخته و موجب تسریع خرابی‌های ناشی از سایر عوامل و مکانیزم‌ها می‌شود. چون بهسازی واکنش قلیایی بتن، چندان آسان نیست (Thompson 1992)، از واکنش قلیایی سنگدانه‌ها در بتن، باید به‌طور جدی جلوگیری به‌عمل آید. برای رسیدن به این هدف، در این پیوست توصیه‌هایی در تعیین و انتخاب تدابیر، روش‌های آزمایش و معیار انتخاب خط مشی‌های مناسب ارائه شده است.

□ پ ۱-۲ انواع واکنش قلیایی سنگدانه‌ها

پ ۱-۲-۱ کلیات

دو نوع واکنش قلیایی سنگدانه‌ها در بتن مشاهده شده است:

الف - واکنش قلیایی سیلیسی^۲، و

ب- واکنش قلیایی کربناتی^۳.

1 - pattern-cracking

2 - Alkali - Silica Reaction

3 - Alkali - Carbonate Reaction

تاکنون درک لازم و کافی از مکانیزم این‌گونه واکنش‌های انبساطی به‌دست نیامده است. ایجاد ژل سیلیسی، علامت مشخصه بروز واکنش قلیایی سیلیسی در بتن می‌باشد (Diamond 1989) و واکنش قلیایی کربناتی در اثر انبساط دانه‌های شن موجود در بتن حادث می‌شود (Gillott 1975).

پ ۱-۲-۲ واکنش قلیایی سیلیسی

سنگدانه‌هایی که این‌گونه واکنش را از خود بروز می‌دهند، دارای انواع مختلف سیلیس و واکنش‌زا می‌باشند. برای سهولت کار، واکنش قلیایی سیلیسی بر اساس نوع سیلیس و واکنش‌زا به دو گروه مجزا تقسیم می‌شود (به جدول پ ۱-۱ مراجعه شود):

الف - واکنش قلیایی سیلیسی که در اثر استفاده از سنگدانه‌های حاوی کانی‌های سیلیسی با ساختار کریستالی ضعیف (ناپایدار) و شیشه‌های آذری یا مصنوعی حادث می‌شود (گروه اول در جدول پ ۱-۱):

اوپال، تری‌دیمیت، کریستوبالیت، شیشه‌های آذرین اسیدی میانه و بازی^۱، شیشه‌های مصنوعی و بی‌کایت. سنگ‌هایی که حاوی چنین موادی هستند، می‌توانند باعث بروز واکنش قلیایی در بتن گردند، حتی اگر مقدار مواد واکنش‌زا در آنها در حدود ۱ درصد باشد. ترک‌خوردگی در بتنی که حاوی این‌گونه سنگدانه‌ها و نیز میزان قلیایی زیاد باشد، معمولاً تا ۱۰ سال پس از پایان عملیات اجرایی ظاهر می‌شود.

گفتنی است، اگر چه شیشه‌های آذرین و مصنوعی را باید موکدا جزو مواد واکنش‌زای قلیایی سیلیکاتی به حساب آورد، ولی آنها در رده مصالح واکنش‌زای قلیایی سیلیسی گنجانده شده‌اند.

ب - واکنش قلیایی سیلیسی که در اثر استفاده از گونه‌های مختلف کوارتز حادث می‌شود (گروه دوم در جدول پ ۱-۱):

1 - Acid , intermediate , and basic volcanic glasses

کالسدنی، کوارتز نهان بلورین (کریپتوکریستالین) تا میکروبلورین (میکروکریستالین) و کوارتز ماکروبلورین (ماکروکریستالین) با ساختار کریستالی تغییر شکل یافته مملو از پرشدگی‌ها، به شدت خرد شده یا دانه دانه شده، کوارتز با ساختار کریستالی ضعیف در محل مرز بین دانه‌ها و سیمان‌های کوارتزی با رشد بیش از حد و غیر عادی (مانند آنچه در ماسه سنگ‌ها مشاهده می‌شود). بعضی از سنگدانه‌های حاوی چنین موادی، می‌توانند باعث خرابی بتن شود، حتی اگر مقدار بخش واکنش‌زا در حدود ۵ درصد از وزن کل مصالح مصرفی را تشکیل دهد. اثرات ترک‌خوردگی سازه‌های بتنی حاوی این سنگدانه‌ها به همراه قلیایی زیاد در فاصله زمانی ۱۰ سال از عملیات اجرایی آنها قابل رویت خواهد بود. به‌طور مثال، برخی چرت‌ها و فلینت‌ها، سنگ آهک سیلیسی، سنگ‌های آذرین و ماسه سنگ‌ها از این‌گونه‌اند. این گروه، شامل چند نوع سنگدانه با نرخ انبساط کند می‌باشد که بر اساس نظریه عمومی در آن کوارتز میکروبلورین (اغلب مرتبط با کوارتز)، عامل اصلی واکنش‌زایی محسوب می‌شود. گونه‌های گسترده‌ای از سنگ‌های حاوی کوارتز در این گروه قرار می‌گیرند: گری وک، آرژیلیت، کوارتز-وک، کوارتز-آرنیت، کوارتزیت، هورنفل، گرانیت، گنایس گرانیتی، فیلیت و آرکوز. این فهرست، کامل و گسترده نمی‌باشد، چنانکه سایر سنگ‌های حاوی کوارتز نیز می‌توانند واکنش‌زا باشند. در بعضی موارد، بتن‌های اجرا شده در کارگاه که دارای چنین سنگدانه‌هایی می‌باشند، ممکن است آثار ترک‌خوردگی و خرابی در آنها حتی پس از ۲۰ سال نیز نمایان نشود. ولی در سایر موارد، ترک‌خوردگی‌ها، به ویژه در هنگام تماس با املاح یخ‌زدا، می‌تواند پس از گذشت ۵ سال یا کمتر ظاهر شود.

پ ۱-۲-۳ واکنش قلیایی کربناتی

واکنش قلیایی کربناتی در بعضی سنگ آهک‌های دولومیتی آرژیلیتی (رسی) و محلول‌های قلیایی، داخل حفرات بتن حادث می‌شود. این واکنش، باعث انبساط و ترک‌خوردگی گسترده‌ای در بتن خواهد شد. علامت مشخصه بروز این واکنش در آزمایشگاه، معمولاً انبساط سریع بتن می‌باشد. نوعی ماتریس متشکل از کلسیت ریزدانه و کانی‌های رسی همراه

با کانی‌های منشوری شکل دولومیت که در این ماتریس پراکنده شده‌اند، علامت مشخصه آهک‌های دولومیتی منبسط شونده می‌باشند. این بافت مشخصه را می‌توان در برش‌های نازک با استفاده از میکروسکوپ پتروگرافیکی (Rogers 1985) یا میکروسکوپ الکترونیکی مشاهده نمود. معمولاً در سازه‌هایی که تحت تأثیر این واکنش قرار گرفته‌اند، اثرات ترک‌خوردگی‌ها در فاصله زمانی پنج سال از زمان ساخت نمایان می‌گردد. بر اساس بررسی‌های انجام شده در کانادا، تاکنون سنگدانه‌های با پتانسیل واکنش‌زایی کربناتی، فقط در معادن سنگ یافت شده ولی در سنگ شکسته حاصل از شکستن شن درشت رودخانه‌ای، واکنش‌زایی از نوع کربناتی مشاهده نشده است.

□ پ ۱-۳ روش‌های تعیین میزان استعداد واکنش‌زایی سنگدانه‌ها

پ ۱-۳-۱ کلیات

خلاصه‌ای از دستورالعمل‌های عمومی که باید به منظور ارزیابی کیفیت سنگدانه‌های مصرفی در بتن از نظر میزان استعداد واکنش‌زایی رعایت شود، در جدول‌های پ ۱-۱ و پ ۱-۲ آمده است.

پ ۱-۳-۱-۱ عملکرد سازه در شرایط طبیعی

احتمالاً بهترین راه برای ارزیابی استعداد سنگدانه مورد مصرف در ایجاد خرابی‌های زود هنگام در بتن در اثر واکنش قلیایی، بررسی تاریخچه عملکرد بتنی است که با همان سنگدانه تهیه شده و در شرایط محیطی مشابه بوده باشد. فرایند بررسی عملکرد سازه تحت بهره‌برداری توسط انجمن سیمان انگلستان^۱، در سال ۱۹۹۲ بخوبی تشریح شده است. برای بررسی عملکرد واقعی سازه لازم است:

- ۱- عیار سیمان مصرفی و میزان قلیای کل سیمان مصرفی در سازه تحت بهره‌برداری برابر با یا بیشتر از میزانی باشد که برای سازه مورد نظر توصیه شده است.
- ۲- سن بتن تحت بهره‌برداری حداقل ۱۰ سال باشد.

- ۳- شرایط محیطی سازه مورد بهره‌برداری حداقل مشابه با سازه مورد نظر باشد.
- ۴- در صورت نبود اسناد و مدارک قاطع و مستند، مطالعات پتروگرافیکی روی بتن سازه تحت بهره‌برداری انجام شود تا یکسانی سنگدانه مصرفی در این سازه با سنگدانه مورد مطالعه به اثبات برسد.
- ۵- احتمال استفاده از مواد افزودنی و پوزولان‌ها در سازه مورد بهره‌برداری بررسی شود.
- ۶- تأثیر نسبت آب به سیمان بتن که ممکن است عملکرد آن را تحت تأثیر قرار دهد، بررسی شود.

پ ۱-۳-۱-۲ بررسی‌های آزمایشگاهی

در بسیاری از موارد، بررسی سازه‌های مورد بهره‌برداری به این دلیل که سنگدانه مورد مطالعه، قبلاً در بتن‌های موجود استفاده نشده یا اینکه محل برداشت سنگدانه از منبع رودخانه‌ای یا معدنی متفاوت بوده، مفید و مؤثر نیست. در چنین شرایطی و یا در زمانی که مقدار قلیای بتن مورد نظر بیشتر و یا شرایط محیطی آن نا مساعدتر از وضعیت سازه بتنی تحت بهره‌برداری باشد، باید برای تعیین میزان واکنش‌زایی سنگدانه‌ها از بررسی‌های آزمایشگاهی استفاده شود. دو نوع روش آزمایشگاهی وجود دارد:

الف- ارزیابی پتروگرافیکی یا آنالیز شیمیایی و آزمایش‌هایی که در آنها ترکیبات کانی‌شناسی یا شیمیایی و بافت یک سنگدانه با نوع واکنش‌زا و غیر واکنش‌زای آن مقایسه می‌شود.

ب- اندازه‌گیری تغییر طول نمونه‌های آزمایشگاهی ملات یا بتن که برای تسریع واکنش قلیایی در دمای زیاد نگهداری می‌شود.

ارزیابی پتروگرافیکی سنگدانه، سریع، راحت و مؤثر است. ولی نقطه ضعف آن، ابهامات موجود در ارتباط بین بافت کانی‌شناسانه و بافت ظاهری یک سنگدانه از یک طرف و استعداد واکنش‌زایی آن از طرف دیگر می‌باشد.

در تفسیر نتایج آزمایش‌ها باید احتیاط لازم به کار رود، زیرا در مورد بسیاری از سنگدانه‌ها، هنوز مستندات کافی درباره ارتباط بین نتایج آزمایش‌های آزمایشگاهی و عملکرد برجای بتن گردآوری نشده است. مشکل تفسیر نتایج آزمایشگاهی در مورد سنگدانه‌هایی که از نظر

واکنش‌زایی در منطقه مرزی قرار می‌گیرند بیش از پیش نمایان می‌گردد؛ با این حال در تمامی موارد، قضاوت مهندسی بر اساس تجارب قبلی باید در جهت پیش‌بینی عملکرد بر جای بتن با استناد به نتایج آزمایش‌های آزمایشگاهی به کار بسته شود. اگر هر دو بخش شن و ماسه مصالح مورد نظر از نظر واکنش‌زایی در منطقه مرزی واقع شوند، آنگاه استعداد واکنش‌زایی آنها باید به صورت یکجا از طریق انجام آزمایش CSA-A23.2-14A مورد بررسی قرار گیرد.

پ ۱-۳-۱-۳ نسبت بحرانی^۱

زمانی که برخی کانی‌ها مانند اوپال، کلسدونی، کریستوبالیت، تری‌دیمیت، کوارتزهای نهان بلورین و میکروبلورین و احتمالاً شیشه آذرین به مقداری کم (در بعضی مواقع حتی به میزان یک درصد) در سنگدانه مصرفی بتن وجود داشته باشد، حداکثر انبساط بتن می‌تواند در این شرایط حادث شود. به این درصد خاص که حداکثر میزان انبساط را ایجاد می‌نماید، نسبت بحرانی^۱ گفته می‌شود. سنگ‌هایی مانند چرت نیز می‌توانند دارای نسبت بحرانی باشند. در چرت‌ها نسبت بحرانی می‌تواند بین ۵ تا ۵۰ درصد تغییر کند. به نظر می‌رسد که نسبت بحرانی به شدت واکنش‌زایی وابسته باشد. یعنی هر چه میزان واکنش‌زایی بیشتر باشد نسبت بحرانی کمتر است.

در شرایطی که میزان سنگ یا کانی موجود در سنگدانه‌های مصرفی بتن کمتر از نسبت بحرانی بوده، در نهایت انبساط کمتری حادث شده است (Hobbs 1984). نسبت بحرانی می‌تواند تحت تأثیر میزان قلیایی موجود در بتن، اندازه دانه‌های بخش واکنش‌زای سنگدانه و نسبت آب به سیمان بتن قرار گیرد. در قرضه‌ها یا معادن سنگ که مواد متشکله سنگدانه‌ها از یک نقطه به نقطه دیگر تغییر می‌کند، توجه خاصی باید به ارزیابی کانی‌ها و سنگ‌هایی معطوف شود که دارای نسبت‌های اختلاط مختلف از سنگدانه مشکوک به نشان دادن نسبت بحرانی از خود می‌باشند. این نسبت بحرانی در آزمایش‌های ملات منشوری و تعیین انبساط نمونه‌های بتنی قابل مشاهده است.

1 - Pessimum Proportion

پ ۱-۳-۲ بررسی پتروگرافیکی سنگدانه‌های بتن به روش ASTM-C295

بررسی پتروگرافیکی، اولین گام لازم در جهت ارزیابی استعداد واکنش‌زایی یک نوع سنگدانه به حساب می‌آید. این بررسی، به منظور تعیین نوع یا انواع سنگ‌های تشکیل دهنده سنگدانه انجام می‌گیرد. اطلاعات حاصل از این آزمایش، برای قضاوت در تعیین نیاز به انجام آزمایش‌های تکمیلی و همچنین برای تفسیر نتایج آزمایش‌ها لازم است. در بعضی موارد که اطلاعات قاطع و مستندی در خصوص قابلیت تخریبی نوع خاصی از سنگ‌ها یا کانی‌ها در دسترس باشد، شناسایی آنها در سنگدانه‌های مورد نظر از طریق انجام آزمایش پتروگرافی می‌تواند سند و مدرک کافی برای مردود شناختن آن سنگدانه باشد. باید احتیاط لازم در هنگام انجام آزمایش پتروگرافی روی سنگ‌های آهکی سیلیس‌دار مبذول گردد. لازم به یادآوری است که حتی مقدار ۵ درصد کوارتز ریزدانه در این سنگ‌های آهکی، که در میکروسکوپ پتروگرافی نیز قابل رویت نمی‌باشد، توانایی ایجاد انبساط مخرب در بتن را دارد (Berard and Roux 1986 , Fournier And Berube 1991 b). از آزمایش پتروگرافی می‌توان به منظور بررسی استعداد واکنش‌زایی سنگ‌های حاوی کوارتز از طریق تعیین وجود و میزان کوارتز میکروبلورین استفاده نمود. آزمایش پتروگرافی همچنین روش مفیدی برای تعیین استعداد واکنش‌زایی قلیایی از نوع کربناتی در سنگ آهک‌های دولومیتی به حساب می‌آید.

پ ۱-۳-۳ آزمایش تشخیص سنگدانه‌های واکنش‌زای قلیایی - سیلیسی به روش تعیین

انبساط تسریع شده منشور ملات (CSA-A23.2-25A)

با استفاده از این آزمایش می‌توان تقریباً تمامی گونه‌های سنگدانه‌های واکنش‌زای قلیایی - سیلیسی را شناسایی نمود (Grattan-Bellew 1990, Fournier and Berube 1991 a/b, Hooton 1991, Berube and Fournier 1992a). این آزمایش تسریع شده برای تأیید بسیاری از سنگدانه‌های مصرفی در بتن مناسب می‌باشد، ولی با استناد به نتایج این آزمایش نمی‌توان سنگدانه‌ها را مردود قلمداد نمود. قبل از این کار باید آزمایش تعیین قابلیت انبساط نمونه‌های منشوری بتنی به روش CSA-A23.2-14A نیز انجام شده و نتایج آن ملاک قبول

یا رد سنگدانه‌های مصرفی در بتن قرار گیرد. این آزمایش برای ارزیابی میزان تأثیر استفاده از سیمان کم‌قلیا در جلوگیری یا کاهش میزان انبساط حاصل از واکنش قلیایی مناسب نمی‌باشد. در حال حاضر، این روش آزمایشگاهی به‌منظور ارزیابی کارایی پوزولان‌ها در جلوگیری یا کاهش میزان انبساط در اثر واکنش قلیایی- سیلیسی، در دست مطالعه و بررسی است (Durand et al. 1990, Duchesne and Berube 1992a). این آزمایش برای ارزیابی قابلیت انبساط سنگدانه‌هایی که از خود واکنش قلیایی- کربناتی بروزمی‌دهند، مناسب نیست.

پ ۱-۳-۴ آزمایش تعیین قابلیت انبساط سنگدانه‌ها به روش اندازه‌گیری تغییر طول نمونه‌های منشوری بتنی در اثر واکنش قلیایی سنگدانه‌ها (CSA-A23.2-14A)

این آزمایش، روش توصیه شده و منتخب برای تعیین قابلیت انبساط (واکنش‌زایی قلیایی) انواع سنگدانه‌ها محسوب می‌شود. به‌منظور تسریع انبساط، نمونه‌های بتنی در ۳۸ درجه سانتی‌گراد و ۱۰۰ درصد رطوبت نگهداری می‌شوند. این آزمایش، برای ارزیابی کارایی پوزولان‌ها در جلوگیری یا کاهش انبساط بتن حاوی سنگدانه‌های واکنش‌زا مورد استفاده قرار گرفته است. زمانی که این آزمایش برای دستیابی به این هدف به‌کار گرفته می‌شود، مراقبت‌های لازم باید به‌منظور جلوگیری از خروج املاح قلیایی از نمونه‌های بتنی معمول گردیده (Rogers and Hooton 1991) و قرائت انبساط نمونه‌های بتن حداقل تا ۲ سال ادامه یابد. نوسانات در میزان انبساط منشورهای بتنی می‌تواند بسیار زیاد باشد. به همین دلیل بهتر است در هر سری آزمایش، منشورهایی با سنگدانه‌های واکنش‌زا و غیر واکنش‌زا با خصوصیات انبساط‌پذیری مشخص به‌عنوان نمونه‌های کنترل ساخته شده و همراه با منشورهای ساخته شده با سنگدانه‌های تحت مطالعه، مورد آزمایش قرار گیرد.

پ ۱-۳-۵ آزمایش تعیین قابلیت واکنش‌زایی قلیایی- کربناتی سنگ‌های آهنی معدنی به روش شیمیایی (CSA-A23.2-26A)

هدف از انجام این آزمایش، انجام آنالیز شیمیایی سنگ‌های معدنی آهنی در برابر اکسید کلسیم (CaO)، اکسید منیزیم (MgO) و اکسید آلومینیوم (Al_2O_3) می‌باشد. نتایج به‌دست آمده به‌صورت نقاط مختلف در یک نمودار که نشان‌دهنده پتانسیل واکنش‌زایی سنگدانه

است، پیاده می‌شود. آهک‌ها و دولومیت‌های نسبتاً خالص در این نمودار، به آسانی قابل شناسایی بوده و نیازی به انجام آزمایش‌های تکمیلی واکنش قلیایی- کربناتی ندارند. آهک‌های دولومیتی در بخش ویژه‌ای از نمودار که مختص سنگدانه‌های واکنش‌زا است، قرار می‌گیرند. به همین دلیل، قبل از اینکه این سنگدانه‌ها به‌عنوان سنگدانه‌های مصرفی در بتن در نظر گرفته شود، باید آزمایش‌های تکمیلی به روش CSA-A23.2-14A روی آنها انجام شود. این آزمایش شیمیایی، سریع و ارزان بوده و می‌تواند مقداری از تأثیر قضاوت شخصی ضعیف که به‌صورت ذاتی در کاربرد آزمایش پتروگرافی برای شناسایی آهک‌های دولومیتی با استعداد واکنش قلیایی- کربناتی وجود دارد، از میان ببرد. برای اطلاعات مبسوط‌تر به CSA-A23.2-26A رجوع شود.

پ ۱-۳-۶ سایر روش‌های آزمایشگاهی

پ ۱-۳-۶-۱ کلیات

روش‌های آزمایشگاهی متعددی برای ارزیابی استعداد واکنش‌زایی سنگدانه‌ها مورد استفاده قرار گرفته‌اند، ولی به دلیل نقایص موجود در بعضی از آنها، تنها معمول‌ترین روش‌های آزمایشگاهی به‌شرح زیر توصیه می‌شود:

پ ۱-۳-۶-۲ آزمایش تعیین میزان واکنش‌زایی سنگدانه‌ها (روش شیمیایی)

ASTM C289

در این آزمایش، نمونه سنگدانه مورد نظر آسیاب شده و ۲۵ گرم از بخش بین ۱۵۰ تا ۳۰۰ میکرون آن، در یک ظرف حاوی ۲۵ سانتی‌متر مکعب سود یک نرمال^۱ قرار داده می‌شود. باید ظرف و نمونه مذکور را به مدت ۲۴ ساعت در اجاق با ۸۰ درجه سانتی‌گراد قرار داد. سپس مقدار سیلیس حل شده و مقدار کاهش در میزان قلیائیت تعیین می‌شود. نتایج به‌دست آمده، در یک نمودار، که نشان‌دهنده استعداد واکنش‌زایی قلیایی- سیلیسی سنگدانه است ثبت می‌گردد.

روش شیمیایی در سطح گسترده مورد استفاده قرار گرفته ولی در حال حاضر همبستگی بین میزان سیلیس حل شده به دست آمده از این آزمایش با تجارب اجرایی در پای کار یا با نتایج آزمایش تعیین انبساط منشورهای بتنی در بعضی موارد ضعیف است (Grattan-Bellew 1989, Hooton 1990). در کار آسیاب کردن سنگدانه که برای تهیه نمونه آزمایشگاهی مورد نیاز می‌باشد، ممکن است بخش واکنش‌زای نمونه با عبور از الک از دست برود و نتایج گمراه کننده‌ای از این طریق حاصل شود. سنگدانه‌های با کیفیت مطلوب در این آزمایش، به دلیل اینکه سطح ویژه زیادتری از آنها در معرض فرایند آسیاب کردن قرار می‌گیرد ممکن است نتایج ضعیف و نامناسبی را ارائه دهند (Berube and Fournier 1992b). به علاوه مشکل دیگر، مداخله کربنات‌ها و سایر کانی‌ها در نتایج آزمایش شیمیایی است. برای از میان بردن این مشکل، نوع اصلاح شده این آزمایش که مختص بررسی سنگدانه‌های آهکی می‌باشد، پیشنهاد شده است (Berard and Roux 1986, Fournier and Berube 1990). به تازگی در برخی از نظریه‌های اصلاحی که برای این روش آزمایش پیشنهاد شده است، ادعا شده که نزدیکی نتایج آزمایش‌ها با نتایج آزمایش‌های منشور بتنی بهبود یافته است. با این حال، هنوز بسیار زود است که در خصوص کارایی این آزمایش اصلاح شده اظهار نظر قطعی نمود (Sorrentino et al. 1992).

پ ۱-۳-۶-۳ آزمایش تعیین میزان استعداد واکنش‌زایی ملات (آزمایش انبساط ملات منشوری) ASTM C227

ابتدا نمونه ماسه مورد نیاز با استفاده از مصالح موجود، طبق دانه‌بندی خاص این آزمایش آماده می‌شود. مصالح درشت ابتدا باید خرد شود. سپس این ماسه به نسبت ۲/۲۵ به ۱ با سیمان مخلوط گردیده و برای دستیابی به روانی مورد نظر در این آزمایش، باید به آن آب اضافه کرد. ملات به دست آمده در قالب‌های منشوری ۲۵×۲۵×۲۸۵ میلی‌متر قالب‌گیری شده و به مدت ۲۴ ساعت عمل آورده می‌شود. پس از خارج کردن منشورها از قالب‌ها، باید طول آنها را اندازه‌گیری کرد. سپس منشورها در دمای ۳۸ درجه سانتی‌گراد و رطوبت ۱۰۰ درصد

و در مدت زمان قید شده در استاندارد در ظروف در بسته مخصوص نگهداری می‌شوند. اندازه‌گیری طول نمونه‌ها معمولاً در فواصل زمانی معین تا مدت یک‌سال صورت می‌گیرد. انبساط بیش از حد، نمایانگر استعداد واکنش قلیایی مخرب در بتن است. روش ملات منشوری جزو اولین آزمایش‌هایی بود که برای ارزیابی میزان واکنش‌زایی سنگدانه‌ها ابداع شد. این آزمایش احتمالاً بیشترین و گسترده‌ترین مورد استفاده را در تعیین واکنش‌زایی سنگدانه‌ها به خود اختصاص داده بود. علی‌رغم اقبال گسترده این روش آزمایش، مشخص شد که این آزمایش در بسیاری از موارد قابلیت واکنش‌زایی بعضی سنگدانه‌ها را کمتر از حد معمول برآورد می‌نماید (Grattan-Bellew 1989). انبساط‌های کم به دست آمده از این آزمایش، می‌تواند در اثر کمبود قلیای کافی در سیمان و خارج شدن املاح قلیایی از ملات‌های منشوری نگهداری شده در ظروف مخصوص باشد (Rogers and Hooton 1991). برداشتن فته‌ها از اطراف ظروف نگهداری نمونه‌های منشوری، باعث کاهش مقدار خروج قلیا از درون نمونه‌ها می‌شود. با این حال، قبل از اینکه این عمل به عنوان یک روش آزمایشگاهی استاندارد به اجرا گذاشته شود، لازم است بررسی‌ها و تحقیقات بیشتری در خصوص این آزمایش اصلاح شده انجام شود. نتایج بررسی‌ها و تحقیقات اخیر نشان می‌دهد که وجود مقدار $1/25$ درصد قلیا بر حسب اکسید سدیم (Na_2O) در سیمان (که از طریق افزودن هیدروکسید سدیم به صورت محلول به ملات حاصل می‌شود) و انجام آزمایش به مدت زمان حداقل یک‌سال برای شناسایی موفقیت آمیز اکثر سنگدانه‌ها با استعداد واکنش قلیایی - سیلیسی لازم است.

پ ۱-۳-۶-۴ آزمایش تعیین میزان واکنش‌زایی قلیایی سنگ‌های آهکی مورد مصرف برای سنگدانه در بتن (استوانه سنگی) ASTM C586

مغزه‌هایی به قطر ۹ و ارتفاع ۳۵ میلی‌متر از یک نمونه، سنگ گرفته می‌شود. به‌منظور تسهیل قرائت‌های این آزمایش، با استفاده از ماشین تراش یا ساب، دو سر مغزه‌های مزبور به شکل مسطح یا مخروطی ماشینکاری می‌شود. استوانه‌ها در سود سوزآور یک نرمال در دمای ۲۳ درجه سانتی‌گراد قرار داده می‌شوند. اندازه‌گیری طول نمونه‌ها به صورت ادواری تا یک‌سال

ادامه می‌یابد. انبساط بیش از حد نمونه‌ها، نمایانگر قابلیت واکنش‌زایی مخرب در بتن می‌باشد.

این آزمایش فقط برای ارزیابی آسیب‌پذیری سنگ در برابر واکنش قلیایی- کربناتی مناسب است. مفیدترین موارد استفاده این آزمایش در شناسایی بسترها یا لایه‌های واکنش‌زای موجود در معادن سنگ می‌باشد. نمونه زیادی برای ارزیابی اصولی یک معدن سنگ مورد نیاز است (اخذ حداقل سه نمونه آزمایشی برای هر متر از سنگ مطابق موجود در یک معدن سنگ لازم می‌باشد). این آزمایش برای شناسایی سنگ‌هایی با استعداد واکنش‌زایی قلیایی- سیلیسی مناسب نیست. زمانی که از این آزمایش برای تعیین میزان استعداد واکنش‌زایی قلیایی- سیلیسی استفاده شود، هیچ‌گونه تضمینی وجود ندارد که آثار انبساط، از هم‌پاشیدگی و انقباض ظاهری یا ژل حاصل از واکنش در نمونه مورد نظر ظاهر گردد (Berube and Fournier 1992b). سنگدانه‌های غیر واکنش‌زا نیز ممکن است به دلیل وجود رس متورم‌شونده در بعضی سنگ آهک‌ها، از خود انبساط نشان دهند (Dolar Mantuani and Laakso 1974). نتایج به‌دست آمده از این آزمایش، باید همیشه با نتایج آزمایش تعیین انبساط منشور بتنی به روش CSA-A23.2-14A کنترل شود.

□ پ ۱-۴ توزیع سنگدانه‌ها با استعداد واکنش‌زایی

وجود سنگدانه‌ها با استعداد واکنش‌زایی در نواحی مختلف کشور، به جمع‌آوری اطلاعات و بررسی‌های مختلف نیاز دارد که هنوز به‌طور مستند انجام نشده است.

□ پ ۱-۵ پیشگیری اثرهای مخرب واکنش قلیایی سنگدانه‌های واکنش‌زا

پ ۱-۵-۱ کلیات

انبساط مخرب و ترک‌خوردگی بتن به سبب واکنش قلیایی سنگدانه‌ها را می‌توان با به‌کار بستن پیشگیری‌هایی به حداقل رساند. استحصال یا استخراج انتخابی سنگدانه‌ها از معدن که باعث کاهش یا حذف مواد واکنش‌زا می‌شود، مطمئن‌ترین روش به حساب می‌آید. کاهش میزان قلیایی موجود در بتن از طریق کاهش عیار سیمان مصرفی یا استفاده از سیمان کم قلیا و

یا هر دو، و همچنین استفاده از پوزولان‌ها به مقدار مناسب می‌تواند در جهت دستیابی به این مهم به مرحله اجرا گذاشته شود (به بند پ ۱-۵-۲ رجوع شود).

علاوه بر کاهش میزان قلیا، زمانی که از پوزولان‌ها به مقدار مناسب استفاده شود، این‌گونه مواد می‌توانند در کاهش یا جلوگیری از انبساط ناشی از واکنش قلیایی-سیلیسی در بتن‌های حاوی مقدار قلیای زیاد مؤثر واقع گردند. با این حال، لازم است میزان کارایی این‌گونه مواد به اثبات برسد (به بند پ ۱-۵-۳ رجوع شود).

در بعضی موارد، که بتن در تماس با محیط مرطوب یا منبع خارجی حاوی مواد قلیایی، مانند کلرورکلسیم یا هیدروکسیدهای قلیایی در فرایندهای صنعتی قرار دارد و یا در صورتی که بروز انبساط کم در بتن غیر قابل قبول باشد، به اجرا گذاردن پیشگیری‌ها و مراقبت‌های بالا ممکن است در دراز مدت برای جلوگیری از انبساط مخرب بتن کافی نباشد. بعضی از سنگدانه‌ها مانند سنگ آهک‌های رسی، سنگ‌های آذرین اسیدی و سنگدانه‌های حاوی کانی‌های آهکی-قلیایی و کانی‌های قلیایی-ژئولیتی می‌توانند به میزان قابل ملاحظه‌ای به مقدار قلیای موجود در بتن بیفزایند. تأثیر این‌گونه مواد قلیایی، در تشدید واکنش قلیایی سنگدانه‌ها و نیز تأثیر تسریع کننده آنها در نرخ انبساط مخرب بتن باید مورد بررسی و ارزیابی قرار گیرد. شرایط خاص تماس با محیط اطراف می‌تواند باعث تمرکز قلیا در چنین نقاطی از سازه گردد که این خود ممکن است باعث تشدید واکنش قلیایی سنگدانه‌ها شود. نظایر این‌گونه شرایط تماس، شامل چرخه‌های تر و خشک شدن، چرخه‌های ذوب و انجماد، اختلاف میزان رطوبت و جریان الکتریسیته می‌باشند (Xu and Hooton, 1993).

به‌طور کلی، قطعات نازک بتنی در شرایط محیطی خشک دستخوش انبساط مخرب و ترک‌خوردگی ناشی از واکنش قلیایی سنگدانه‌ها نمی‌شود. چنین شرایطی معمولاً در ساختمان‌های محصور دیده می‌شود. با این حال، در شرایطی که از سنگدانه‌های واکنش‌زا در ساخت چنین سازه‌هایی استفاده می‌گردد، توصیه می‌شود که پیشگیری‌هایی برای به حداقل رساندن خطر بروز واکنش قلیایی که ممکن است در اثر تغییر شرایط رطوبت موجود در بتن حاصل شود، به‌عمل آید.

در آزمایش‌های آزمایشگاهی، املاح حاوی لیتیم باعث کاهش انبساط ناشی از واکنش قلیایی - سیلیسی شده‌اند (Stark 1992, Diamond 1992, Hudec and Banahene 1993)؛ با این حال انجام مطالعات دراز مدت اجرایی، در ساختگاه برای کنترل نتایج آزمایش‌های اولیه ضروری می‌باشد.

پ ۱-۵-۲ کاهش قلیا

به‌طور کلی، در زمانی که از سنگدانه‌های واکنش‌زای قلیایی - سیلیسی در بتن حاوی مقدار قلیای کل کمتر از ۳ کیلوگرم در مترمکعب معادل Na_2O استفاده شده باشد، انبساط مخرب به وقوع نخواهد پیوست. مقدار کل قلیای بتن را می‌توان با کم کردن عیار سیمان مصرفی در بتن یا به‌کار بردن سیمان کم قلیا یا هر دو کاهش داد. کل قلیای بتن را می‌توان از حاصل ضرب سیمان مصرفی در بتن بر حسب کیلوگرم در مترمکعب در مقدار قلیای کل سیمان بر حسب درصد و تقسیم حاصل ضرب به عدد ۱۰۰ به‌دست آورد. تأثیر نوسانات احتمالی در میزان قلیای کل سیمان (به میزان ۰/۱ درصد معادل Na_2O) و همچنین نوساناتی که در عیار سیمان مصرفی در بتن حاصل می‌شود (به میزان ۱۰ کیلوگرم در مترمکعب)، باید در نظر گرفته شود تا میزان قلیای کل بتن از ۳ کیلوگرم در مترمکعب فراتر نرود. علاوه بر این، باید افزایش میزان قلیای حاصل از مصرف مواد افزودنی به‌ویژه فوق روان‌کننده‌های شیمیایی لحاظ گردد.

در شرایطی که از سیمان آمیخته از نوع دوده سیلیسی استفاده شود، باید از همین رویه پیروی نمود. این رویه را نمی‌توان در مورد سایر سیمان‌های آمیخته به اجرا گذاشت. این‌گونه پیشگیری‌ها برای سنگدانه‌های واکنش‌زای قلیایی - کربناتی که در آنها انبساط مخرب با میزان قلیای بسیار کمتری حادث می‌شود، مناسب و مؤثر نخواهد بود. میزان ۳ کیلوگرم در مترمکعب قلیا ممکن است برای بتن‌های حجیم زیاد باشد، زیرا حتی انبساطی اندک در آنها ممکن است مشکل ایجاد کند. به‌عنوان مثال، میزان قلیای کل ۲ کیلوگرم در مترمکعب یا حتی کمتر نیز در بتن بعضی از سدها مشکل‌آفرین بوده است. حد ۳ کیلوگرم قلیا در یک مترمکعب بتن نیز ممکن است در شرایطی که بتن در تماس با منابع بیرونی قلیا بوده و یا

سنگدانه‌ها واکنش‌زایی شدید داشته یا اینکه خود به افزایش میزان قلیا کمک نمایند، چاره‌ساز نباشد (Berube et al. 1990).

در شرایطی که در بتن از پوزولان‌ها استفاده شده باشد و زمان کافی برای مشخص شدن عملکرد و کارایی آنها موجود نباشد (به بند پ ۱-۵-۲ رجوع شود)، میزان قلیای کل مصالح سیمانی مکمل (پوزولان‌ها و سایر مواد افزودنی) نباید در محاسبه میزان قلیای کل بتن در نظر گرفته شود مشروط بر اینکه:

الف - میزان قلیای مصالح سیمانی مکمل از حداکثر مقدار قید شده در ستون دوم جدول پ ۱-۳ تجاوز ننماید.

ب - حداقل درصد مجاز جایگزینی سیمان که در جدول‌های پ ۱-۳ و پ ۱-۴ درج گردیده، تأمین شده باشد.

پ - میزان قلیای محلول در آب خاکستر بادی بر اساس روش آزمایشگاهی استاندارد ASTM C114 از مقدار قید شده در ستون سوم جدول پ ۱-۳ فراتر نرود.

ضمناً در صورتی که سیمان سرباره‌ای برای کاهش میزان قلیای بتن به میزان کمتر از ۳ کیلوگرم در مترمکعب استفاده شده باشد، حداقل درصد جایگزینی سیمان با مصالح سیمانی مکمل در جدول پ ۱-۳ نشان داده شده است. جدول پ ۱-۴ نشان می‌دهد که حداقل میزان جایگزینی سیمان با خاکستر بادی به خواص شیمیایی آن بستگی دارد. جدول‌های پ ۱-۳ و پ ۱-۴ را باید در زمانی که از مصالح سیمانی مکمل برای رقیق کردن قلیای بتن استفاده می‌شود، به کار گرفت. ضمناً ملاحظات لازم باید در مورد نوسانات احتمالی در میزان قلیای موجود در مصالح سیمانی مکمل معمول گردد.

پ ۱-۵-۳ سیمان‌های مخلوط (سیمان‌های پوزولانی)

قریب به چندین دهه است که سیمان‌های حاوی خاکستر بادی و سرباره کوره آهن‌گدازی در سطح گسترده در بتن مورد استفاده قرار می‌گیرد. مصالح سیمانی مکمل نیز همراه با سنگدانه‌های واکنش‌زا در بتن به کار رفته‌است. تاکنون هیچ‌گونه گزارشی مبنی بر بروز واکنش قلیایی سنگدانه‌ها در بتن حاوی مقدار کافی از این‌گونه مصالح دریافت نشده است.

در صورتی که از مصالح سیمانی مکمل در ساخت بتن حاوی قلیای کل کمتر از ۳ کیلوگرم در مترمکعب بر حسب Na_2O بر اساس بند پ ۱-۵-۲ استفاده شده باشد، نیازی به انجام آزمایش‌های آزمایشگاهی کنترلی واکنش قلیایی نیست. در صورتی که میزان قلیای موجود در بتن از ۳ کیلوگرم در مترمکعب معادل Na_2O فراتر رود، آنگاه ممکن است کاربرد بعضی از مصالح سیمانی مکمل همراه با برخی از سنگدانه‌های خاص مؤثر واقع نگردد. به عنوان مثال تحقیقات انجام شده نشان می‌دهد که خواص شیمیایی خاکسترهای بادی تأثیر مستقیم بر عملکرد آنها از نظر کاهش انبساط مخرب ناشی از واکنش قلیایی دارد. سیمان سرباره‌ای در کاهش انبساط برخی سنگدانه‌های مستعد واکنش قلیایی- کربناتی مؤثر نمی‌باشد. به همین دلیل این‌گونه اقدامات تنها در شرایطی قابل قبول می‌باشد که آزمایش‌های آزمایشگاهی دراز مدت در سطح گسترده یا تجارب اجرایی با اسناد و مدارک کافی تحت شرایط مشابه با سازه پیشنهادی، کارایی آن موارد ویژه را (با ذکر میزان درصد استفاده شده) در جلوگیری یا به حداقل رساندن خرابی در اثر واکنش قلیایی- سیلیسی نشان دهد. در حال حاضر، آزمایش تعیین انبساط منشورهای بتنی تنها روش مناسب برای ارزیابی عملکرد درصد جایگزینی سیمان با مصالح سیمانی مکمل در کاهش انبساط ناشی از واکنش قلیایی می‌باشد. اگر از نوع اصلاح شده روش آزمایشگاهی کانادایی CSA-A23.2-14A استفاده شود، توصیه می‌گردد که عیار سیمان قید شده در دستورالعمل آزمایش با مقدار سیمانی که قرار است در عملیات اجرایی سازه مورد نظر استفاده شود جایگزین گردیده و به منظور تسریع روند واکنش، قلیای اضافه به صورت سود سوزآور به منشور بتنی آزمایشگاهی افزوده شود. تجارب کنونی حاکی از آن است که یک‌دوره آزمایشگاهی دوساله برای ارزیابی بتن‌های حاوی خاکستر بادی یا سرباره کوره آهن‌گدازی کافی است. با این حال، توجه خاصی باید به نرخ انبساط در نزدیکی پایان دوره آزمایش مبذول گردد (Duchesne and Berube 1992a, Thomas et al. 1992). برای ارزیابی عملکرد بتن‌های حاوی میکرو سیلیس، دوره‌های آزمایشی طولانی‌تری مورد نیاز است (Berube and Duchesne 1992b, Oberholster 1989). در مطالعات دراز مدت واکنش قلیایی، باید پیشگیری‌های مناسبی برای جلوگیری از خروج قلیا از منشورهای بتنی معمول گردد. از آزمایش ملات منشوری تسریع شده به منظور ارزیابی کارایی مصالح سیمانی مکمل در کاهش انبساط ناشی از واکنش قلیایی سیلیسی استفاده شده است

(Berube and Duchesne 1992a, Davies and Oberholster 1987). آزمایش ASTM C441 برای ارزیابی کارایی مصالح سیمانی مکمل در کاهش انبساط ناشی از واکنش قلیایی - سیلیسی مناسب نمی‌باشد (Berube and Duchesne 1992a).

پ ۱-۵-۴ برداشت انتخابی از منابع قرضه یا معادن سنگ

معمول‌ترین راه برای جلوگیری از واکنش قلیایی سنگدانه‌ها، برداشت از مناطق انتخابی معدن یا قرضه است. در نقاطی از قرضه که چرت بخش قابل ملاحظه‌ای از بخش شن مصالح را تشکیل می‌دهد، می‌توان با شکستن شن درشت (over sive)، که معمولاً حاوی چرت کمتری می‌باشد، مصالح ریزتر را تولید نمود. برای جدا کردن ذرات شیل و چرت از بخش شنی مصالح، تجهیزات کامل تفکیک مصالح باید به کار گرفته شود (Price 1961). در معادن سنگ آهک با لایه‌بندی‌های افقی، برداشت از مناطق یا ترازهای خاصی از معدن برای استفاده در بتن به‌عنوان امری عادی توصیه می‌شود. سایر ترازها یا طبقات معدن ممکن است حاوی مصالح واکنش‌زا باشد ولی استخراج، استحصال و ذخیره‌سازی صحیح آنها اغلب باعث خواهد شد تا ذخیره‌ای از سنگدانه‌ها با کیفیت مناسب و حجم مطلوب به‌دست آید.

□ پ ۱-۶ خلاصه

راهکارهای موجود برای جلوگیری از انبساط مخرب و ترک‌خوردگی بتن در اثر واکنش قلیایی سنگدانه‌ها در شرایط محیطی که رطوبت کافی برای ادامه روند واکنش وجود داشته باشد از قرار زیر است:

- الف - استفاده از سنگدانه‌هایی که عدم واکنش‌زایی آنها به اثبات رسیده باشد.
 - ب - کاهش میزان قلیا در بتن از طریق استفاده از سیمان پرتلند کم قلیا یا مصالح سیمانی مکمل (پوزولان‌ها و سایر مواد افزودنی مناسب).
 - پ - استفاده از مصالح سیمانی مکمل در بتن در شرایطی که کارایی آنها در کاهش یا جلوگیری از اثرات مخرب واکنش قلیایی به اثبات رسیده باشد.
- با اینکه هنوز درک کاملی از مکانیزم انواع مختلف واکنش قلیایی سنگدانه‌ها به‌دست نیامده، ولی مطالعات قابل ملاحظه‌ای که در چهل سال گذشته توسط محققین انجام شده، خود

مبنایی برای ارزیابی و آزمایش سنگدانه‌های بتن محسوب می‌شود. از این طریق، در صورتی که از الزامات این مجموعه به صورت صحیح استفاده شود، مردود شمردن سنگدانه‌های قابل قبول یا تأیید سنگدانه‌هایی با عملکرد اجرایی ضعیف محتمل نخواهد بود. تاریخچه عملکرد اجرایی رضایت‌بخش بتن در دراز مدت (که همان آمار سرویس‌دهی اثبات شده است) معمولاً بهترین راه برای مطمئن شدن از غیر واکنش‌زا بودن سنگدانه می‌باشد. بررسی عملکرد اجرایی، اغلب به انجام مطالعات آزمایشگاهی برای تعیین منشأ سنگدانه نیاز دارد. در بیشتر موارد، انجام مطالعات آزمایشگاهی برای تعیین میزان استعداد واکنش‌زایی سنگدانه‌ها یا تعیین کارایی اقدامات پیشگیرانه ضروری خواهد بود.

ارزیابی و آزمایش صحیح خصوصیات واکنش‌زایی سنگدانه‌ها بنا به دلایل زیر، کار مشکلی است:

- ۱- تأثیر انحرافات نسبتاً کوچک از دستورالعمل آزمایش استاندارد در آزمایشگاه، و
 - ۲- مشکل ذاتی اندازه‌گیری تغییر مکان‌های بسیار کوچک در نمونه‌های ملات یا بتن.
- به‌علاوه مدت زمان طولانی لازم (گاهی اوقات بیش از یک‌سال) برای انجام برخی از آزمایش‌های آزمایشگاهی، روش ارزیابی را مشکل‌ساز و طاقت‌فرسا نموده و برای اعمال در بسیاری از عملیات اجرایی مشکلاتی را در بر خواهد داشت.
- کارفرما یا مشاور که مسئولیت ارزیابی، تأیید یا رد سنگدانه را به‌عهده دارد، باید دستورالعمل‌های زیر را به دقت رعایت نماید:
- الف- ارزیابی و آزمایش خصوصیات واکنش‌زایی سنگدانه باید تحت نظارت شخصی که تجربه کافی در این‌گونه کارها دارد، انجام شود.
- ب - انجام آزمایش پتروگرافی سنگدانه‌های تشکیل دهنده منبع مورد نظر، اولین گام در جهت ارزیابی میزان واکنش‌زایی سنگدانه محسوب می‌شود.
- پ - آزمایشگاهی که مسئولیت انجام آزمایش‌های واکنش قلیایی سنگدانه را به‌عهده دارد، باید در این‌گونه کارها تجربه و دقت قابل توجهی از خود نشان دهد. چنین الزاماتی ممکن است به میزان قابل ملاحظه‌ای از قابلیت‌های معمول در آزمایشگاه‌های بتن فراتر رود.
- ت - تا حد امکان مطالعات صحرائی روی سازه‌های بتنی حاوی سنگدانه‌های مورد مطالعه انجام شود. آزمایش پتروگرافی بتن به روش ASTM-C856 و نیز آزمایش تعیین

میزان قلیای بتن تحت مطالعه باید انجام شود. توجه خاصی باید به شناسایی کارخانه تولیدکننده و میزان قلیای سیمان پرتلند مصرفی، نسبت‌های اختلاط مواد متشکله بتن و سن بتن مبذول گردد.

ث - هنگام تعیین استعداد انبساط سنگدانه‌ها با استفاده از آزمایش منشورهای بتنی یا ملات منشوری، برنامه مطالعات آزمایشگاهی باید شامل نوعی سنگدانه با عملکرد رضایت‌بخش در بتن و همچنین سنگدانه‌ای با خصوصیات انبساط‌پذیری ناشی از واکنش قلیایی باشد. در صورتی که جنس سنگدانه واکنش‌زا با سنگدانه تحت مطالعه مشابه باشد، این خود یک مزیت به حساب می‌آید.

ج - مطالعه بررسی خصوصیات واکنش‌زایی قلیایی سنگدانه‌ها به‌ندرت به صورت پروژه به پروژه عملی می‌باشد. مدتی پیش از آغاز عملیات اجرایی پروژه‌های مورد نظر، باید استعداد واکنش‌زایی سنگدانه‌ها بررسی شود تا زمان کافی برای اتخاذ تصمیمات مقتضی موجود باشد.

چ - برای مطمئن شدن از اینکه تغییری در عدم واکنش‌زایی یک سنگدانه حاصل نشده، انجام آزمایش‌های آزمایشگاهی به صورت ادواری روی سنگدانه‌های منبع مورد نظر لازم است. تواتر آزمایش‌ها، بسته به نوع منبع تأمین سنگدانه‌ها و همچنین نوع عملیات اجرایی تغییر می‌کند. در مواردی که تغییر خاصی در شرایط و خصوصیات منبع تأمین مصالح حاصل نشود، انجام آزمایش به صورت سالیانه تکافو می‌نماید.

ح - در صورتی که ملاحظات اقتصادی، فنی- مهندسی و قراردادی اجازه دهد، در سنگدانه‌هایی که خصوصیات انبساطی آنها در آزمایش‌های آزمایشگاهی از حداکثر مجاز توصیه شده تجاوز نموده باشد، راهکار استفاده از این سنگدانه همراه با مصالح سیمانی مکمل یا سیمان کم قلیا باید مورد بررسی قرار گیرد.

دستورالعمل گام به گام مطالعه و بررسی کیفیت شن و ماسه مورد مصرف در بتن که در شکل‌های پ ۱-۲ و پ ۱-۳ به صورت دیاگرام نشان داده شده، می‌تواند راهنمای مفیدی برای احتراز از تأثیرهای مخرب واکنش قلیایی باشد.

جدول پ ۱-۱-۱- کانی‌ها و سنگ‌هایی که استعداد واکنش‌زایی از نوع قلیایی- سیلیسی دارند.
گروه اول - کانی‌های سیلیسی واکنش‌زا با ساختار کریستالی ضعیف یا ناپایدار یا شیشه‌های مصنوعی (واکنش قلیایی - سیلیسی کلاسیک)

واکنش‌گرها:

اوپال، تری‌دیمیت، کریستوبالیت، شیشه‌های آذرین اسیدی، ختشی و بازی، شیشه‌های مصنوعی و بی‌کایت (Bee kite).

سنگ‌ها:

انواع سنگ‌های حاوی اوپال مانند: شیل، ماسه سنگ، سنگ آهک سیلیسی، بعضی از چرت‌ها، فلینت و خاک دیاتومه.
سنگ‌های آذرین شیشه‌ای: از نوع اسیدی، ختشی و بازی مانند ریولیت، داسیت، لاتیت، آندزیت و توف‌های متعلقه، پرلیت، افسدین و کلیه گونه‌ها با ماتریس ریزدانه که با کریستال‌های درشت‌دانه پر شده‌اند (groundmass)، بعضی از انواع بازالت.

گروه دوم - سنگ‌های واکنش‌زای حاوی کوارتز

واکنش‌گرها:

کلسدونی، کوارتزهای نهان بلورین، انواع کوارتز با شبکه کریستالی تغییر شکل یافته با پرشدگی‌های زیاد، به شدت خرد شده و دانه دانه شده، کوارتز کریستالی ضعیف در محل درز بین دانه‌ها، رشد بیش از حد سیمان کوارتزی (در ماسه سنگ‌ها).

سنگ‌ها:

چرت، فلینت، کوارتز رگه‌دار، کوارتزتیت، کوارتز-آرنیت، ماسه سنگ کوارتزیتی حاوی کوارتز میکروبلورین یا نهان بلورین، کلسدونی یا هر دو.

سنگ‌های آذرینی مانند آنچه در پ-۱-۱-۱ قید شده است ولی دارای ماتریس ریزدانه با پرشدگی‌هایی از جنس کریستال‌های درشت‌دانه فاقد شیشه.

سنگ‌های سیلیکاتی دانه‌ریز و دانه‌درشت متعلق به منشأهای مختلف که دارای کوارتز میکروبلورین تا نهان بلورین می‌باشند.

سنگ‌های دگرگون شده: گنایس، شیست کوارتزی - میکایی،
کوارتزی، هورنفل، فیلیت، آرژیلیت و اسیلت.
سنگ‌های آذرینی: گرانیت، گرانودیوریت و چارنوکیست.
سنگ‌های رسوبی: ماسه‌سنگ، گری وک، لای سنگ، شیل، سنگ
آهک سیلیسی، آرنیت و آرکوز.
سنگ‌های رسوبی (ماسه سنگ) با رشد بیش از حد سیمان کوارتزی.

جدول پ ۱-۲- مقادیر انبساط مجاز برای انواع آزمایش‌های واکنش قلیایی سنگدانه‌ها

آزمایش تعیین انبساط منشورهای بتنی به روش *CSA-A23.2-14A (به بند پ ۱-۳-۴ مراجعه شود.)	آزمایش تعیین انبساط ملات منشوری تسریع شده به روش CSA-A23.2-25A (به بند پ ۱-۳-۳ مراجعه شود.)
حداکثر ۰/۰۴ درصد در مدت یک سال (به توضیح (۱) مراجعه شود.)	حداکثر ۰/۱۵ درصد در مدت ۱۴ روز (به توضیحات ۴،۳،۲ و ۵ مراجعه شود.)

* این آزمایش برای ارزیابی استعداد واکنش‌زایی قلیایی - کربناتی مناسب نیست.

توضیحات :

- ۱- در سازه‌هایی مانند نیروگاه اتمی و سدهای بزرگ ممکن است لازم باشد از حداکثر مجاز انبساط کمتری استفاده نمود.
- ۲- بعضی از سنگدانه‌ها که در مدت ۱۴ روز بیش از ۰/۱۵ درصد از خود انبساط نشان داده‌اند ، پس از پایان عملیات اجرایی سازه‌های مورد نظر در آنها انبساط مخرب ایجاد نشده و در آزمایش CSA-A23.2-14A کمتر از ۰/۰۴ درصد منبسط شده‌اند.
- ۳- برخی از سنگدانه‌های به‌دست آمده از سنگ معدن آهک سیلیسی واقع در مناطق پست رودخانه سنت لاورنس کانادا که میزان انبساط آنها پس از ۱۴ روز از ۰/۱۵ درصد کمتر بوده است، باعث انبساط مخرب در سازه‌های اجرا شده گردیده و بیش از ۰/۰۴ درصد در آزمایش انبساط منشورهای بتنی منبسط شده‌اند. بنابراین حد مجاز کمتری برابر با ۰/۱۰ درصد در این آزمایش برای این سنگدانه توصیه می‌شود.
- ۴- گزارش‌هایی مبنی بر تخریب بتن در بعضی کارگاه‌ها که سنگدانه مصرفی آنها از جنس گرانیت، گنایس و گرانودیوریت متعلق به دوره گرنویل و نیز برخی لایه‌هایی از جنس ماسه سنگ پتسدام بوده، دریافت شده است. نکته قابل توجه در این خصوص این است که سنگدانه‌های اخیرالذکر در آزمایش ملات منشوری تسریع شده، کمتر از ۰/۱۰ درصد از خود انبساط نشان داده‌اند.

۵- بعضی از ماسه‌های حاوی چرت (که میزان واکنش‌زایی آن در حد مرزی بین سنگدانه‌های واکنش‌زا و غیر واکنش‌زا قرار داشته) و بعضی از سنگدانه‌های آهکی که در سازه‌های اجرا شده عملکرد مطلوبی داشته‌اند، در آزمایش ملات منشوری تسریع شده پس از ۱۴ روز، بیش از ۰/۱۵ درصد و پس از ۲۸ روز، کمتر از ۰/۳۳ درصد منبسط شده‌اند.

جدول پ ۱-۳- الزامات شیمیایی و حداقل میزان جایگزینی مصالح سیمانی مکمل پوزولان‌ها و سایر مواد افزودنی مورد نیاز برای کاهش مقدار قلیای بتن به‌منظور جلوگیری از واکنش قلیایی سنگدانه‌ها (به بند پ ۱-۵-۲ مراجعه شود).

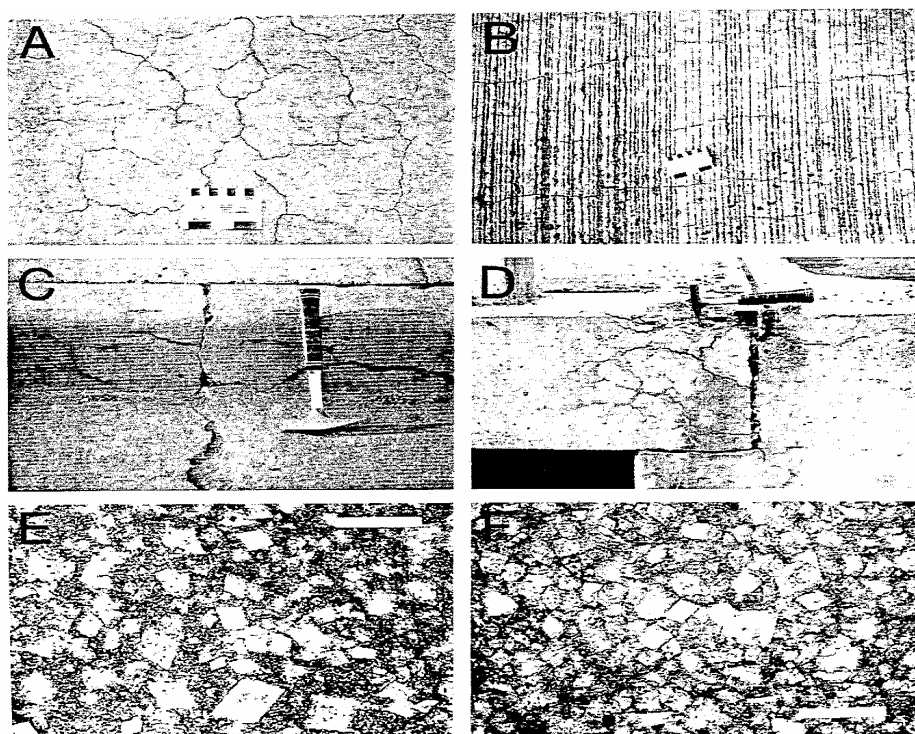
سایر الزامات شیمیایی	حداقل درصد وزنی جایگزینی سیمان با مصالح سیمانی مکمل	حداکثر درصد قلیای محلول در آب بر حسب Na_2O	حداکثر درصد قلیا در مصالح سیمانی مکمل بر حسب Na_2O	نوع مصالح سیمانی مکمل
—	۵۰ درصد	—	۱ درصد	سرباره کوره آهنگدازی
به جدول پ ۱-۴ مراجعه شود.	به جدول پ ۱-۴ مراجعه شود.	۰/۵ درصد	۴/۵ درصد	خاکستر بادی

جدول پ ۱-۴- الزامات شیمیایی و حداقل میزان جایگزینی خاکستر بادی مورد نیاز برای کاهش مقدار قلیای بتن به‌منظور جلوگیری از واکنش قلیایی سنگدانه‌ها (به بند پ ۱-۵-۲ مراجعه شود).

حداقل درصد جایگزینی سیمان با خاکستر بادی

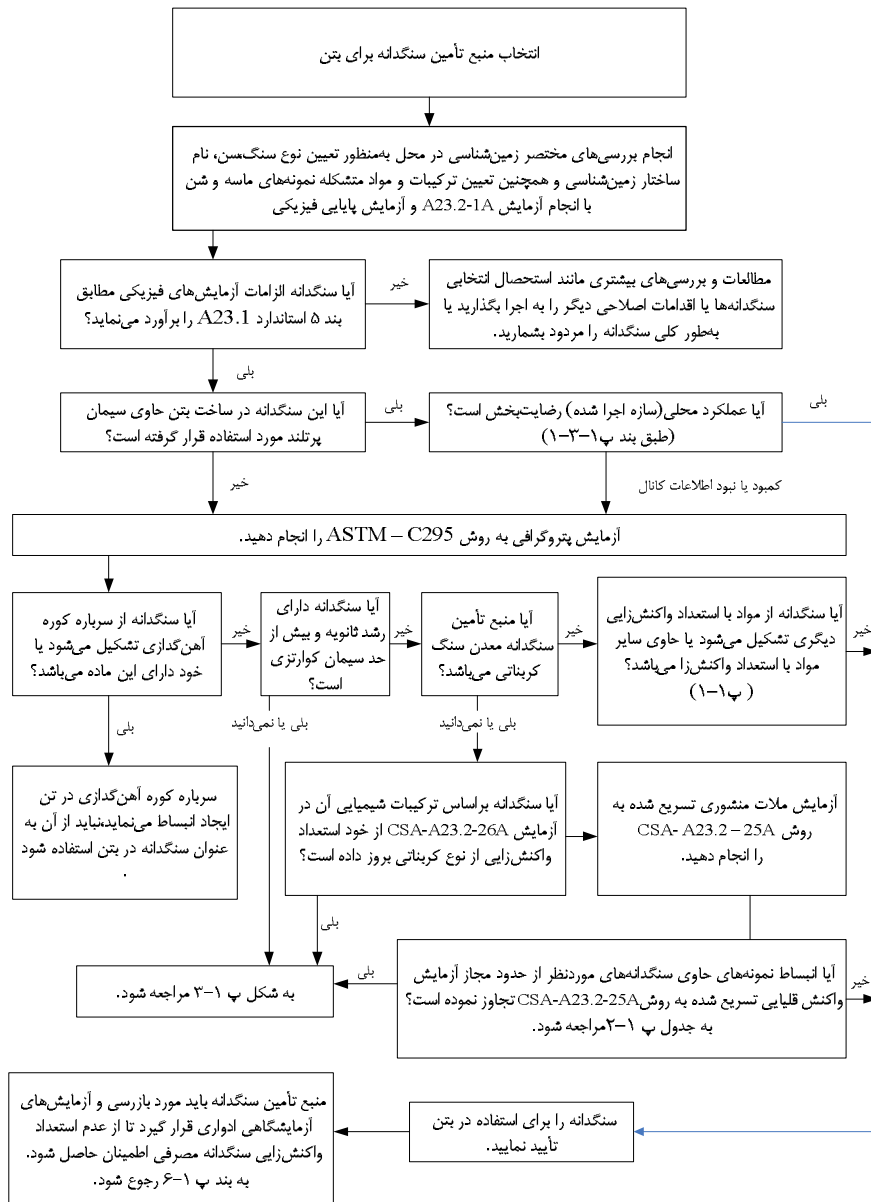
درصد قلیا بر حسب Na_2O $\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3 > \%65$ $\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3 < \%65$

۲۰	۲۵	کمتر از ۳ درصد
۲۵	۳۰	۳ تا ۴/۵ درصد



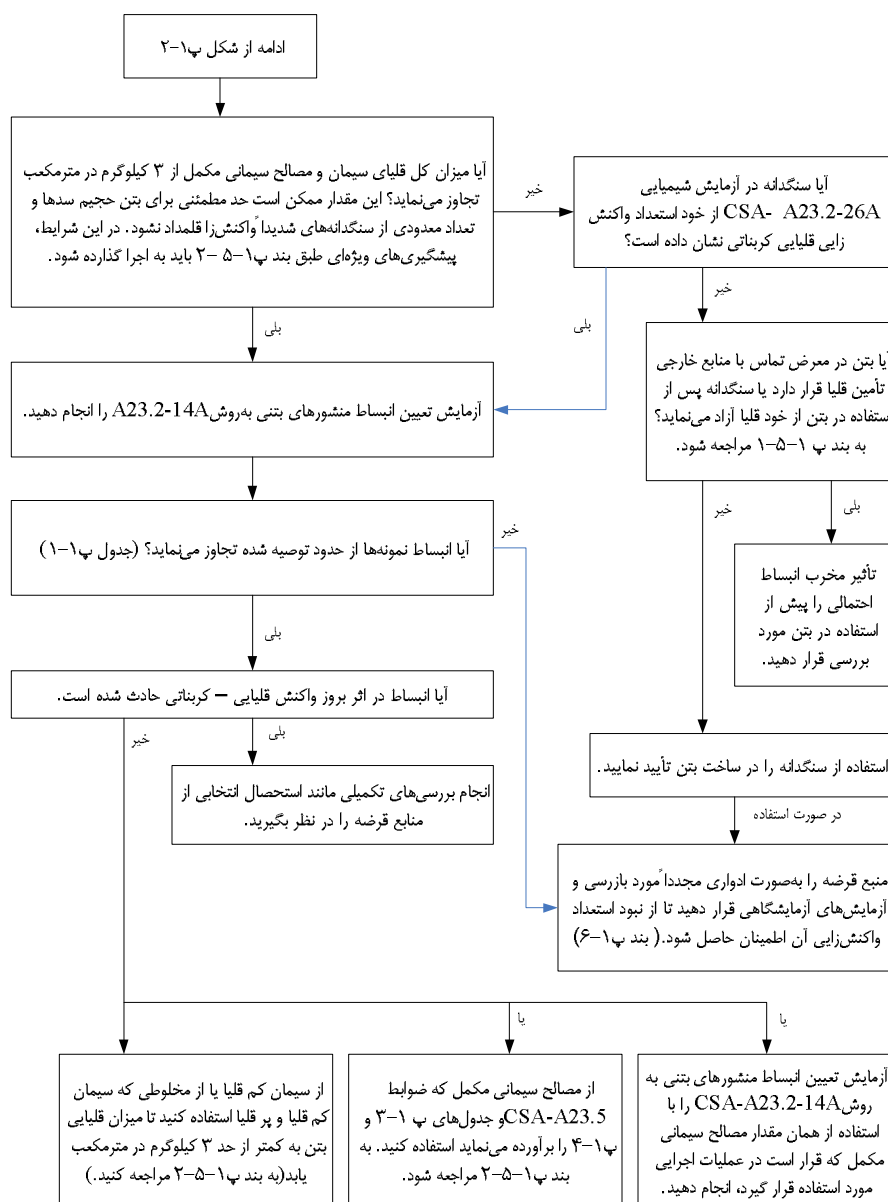
شکل پ ۱-۱- خرابی بتن ناشی از واکنش قلیایی سنگدانه‌ها

- A : ترک‌های پنجه‌غازی (Patern Cracking) کف‌سازی بتنی پیاده‌رو پس از ۵ سال ناشی از واکنش قلیایی از نوع کربناتی.
- B : ترک‌های خطی کفپوش بتنی پس از ۱۲ سال ناشی از واکنش قلیایی از نوع سیلیسی.
- C : ترک‌خوردگی جدول بتنی پس از ۹ سال ناشی از واکنش قلیایی از نوع سیلیسی.
- D : ترک‌خوردگی بخش‌هایی از یک پل پس از ۵ سال ناشی از واکنش قلیایی از نوع کربناتی که موجب جمع شدن درز انبساط شده است.
- E و F : عکسبرداری میکرونی از یک غشای نازک سنگ کربناتی دولومیتی واکنش‌زا از نوع کربناتی از دو ناحیه مختلف. مقیاس عکس : 0.1 mm = طول خط کش



شکل پ ۱-۲- دستورالعمل گام به گام برای بررسی کیفیت شن و ماسه

مورد مصرف در بتن



پیوست ۲

کنترل خلاء زایی

□ پ ۱-۲ معرفی

اطلاعات این پیوست با استفاده از Erosion of concrete in Hydraulic Structures تهیه گردیده و به منظور راهنمای طراحی ارائه شده است.

□ پ ۲-۲ کلیات

شاخص خلاءزایی یک شاخص عددی بدون بعد است که برای تعیین احتمال پدیده خلاءزایی محاسبه می‌گردد. این شاخص، تابعی است از فشار و سرعت مایع به صورت:

$$\sigma = \frac{[(P_{\bullet} - P_c) + \gamma(Z_{\bullet} - Z_c)]}{(0.5\rho V_{\bullet}^2)}$$

که در آن ρ = جرم واحد حجم مایع، V_{\bullet} = سرعت جریان، P_{\bullet} = فشار مطلق، P_c = فشار تبخیر آب و γ = وزن واحد حجم آب و $Z_{\bullet} - Z_c$ = اختلاف ارتفاع محل مورد بررسی نسبت به محل اندازه‌گیری شده می‌باشد. برای اجتناب از خلاءزایی، طراح باید سرعت جریان V_{\bullet} و فشار P_{\bullet} را طوری تنظیم کند که σ به دست آمده از رابطه بالا، از مقادیر تجربی شاخص خلاءزایی بحرانی جدول ۶-۳-۱۰ با حاشیه اطمینان کافی بیشتر باشد. برای اطلاعات بیشتر به ACI 210 و AIR AND WATER FLOW از نشریات U.S.B.R مراجعه شود.

جدول ۶-۳-۳-۱۰- مقادیر σ_c در شروع خرابی ناشی از خلاءزایی

σ_c	نوع سازه
۱/۵	تونل آبگیر
۰/۲	فراخ شدن ناگهانی در تونل آبی
۱/۴ - ۲/۳	Baffle blocks
۰/۲ - ۳/۱۰	دریچه‌ها و جاسازی آنها
۰/۶	بتن فرسوده با زبری حداکثر تا ۱۹ میلی‌متر
۰/۲	باز یا تنگ شدن تدریجی جدار از مجرا با شیب ۱ به ۴۰
۱/۶	تنگ شدن ناگهانی (به صورت پله‌ای) جدار به میزان ۶ میلی‌متر
۱/۱۰	باز شدن ناگهانی (به صورت پله‌ای) جدار به میزان ۶ میلی‌متر

همان‌طور که ملاحظه می‌شود، ضریب خلاءزایی، تابع هندسه و ناهمواری‌های سطح بتن است. ناهمواری‌های سطح بتن ممکن است حتی در سرعت‌های کم موجب خلاءزایی شود. لازم به یادآوری است که انتخاب مصالح و طرح اختلاط خوب، تنها شدت تخریب ناشی از خلاءزایی را کاهش می‌دهد و از خلاءزایی به کلی جلوگیری نمی‌کند، پس بهتر است طراح سازه، توجه خود را بیشتر به عوامل مؤثرتر معطوف سازد.

پیوست ۳

کنترل ترک‌های حرارتی و جمع‌شدگی

□ پ ۳-۱ علل ایجاد ترک حرارتی و جمع‌شدگی

عوامل ایجاد ترک حرارتی و جمع‌شدگی به شرح بندهای پ ۳-۱-۱ تا پ ۳-۱-۳ عبارتند از:

- گرمای آگیری
- اُفت کوتاه‌مدت یا اُفت خشک شدن
- شرایط محیطی (تغییر دمای فصلی و روزانه)
- گرادیان حرارتی^۱

پ ۳-۱-۱ گرمای آگیری

هنگامی که سنگدانه، مواد سیمانی و آب، به‌منظور ساختن بتن، با هم مخلوط می‌شوند، گرمای ناشی از آگیری (واکنش شیمیایی بین مواد سیمانی و آب) دمای بتن را به‌تدریج افزایش می‌دهد. از طرف دیگر، تبادل گرما به محیط اطراف، موجب کاهش دمای بتن می‌گردد. در نتیجه دمای بتن چند روز پس از ریختن آن به حداکثر رسیده و پس از چند روز دیگر به دمای محیط اطراف نزدیک می‌شود. حداکثر دمای بتن طی دوره عمل‌آوری به عامل‌های زیر وابسته است:

- نوع سیمان،
- عیار سیمان،
- ضخامت عضو بتنی، و

1 - Temperature gradient

– عایق حرارتی روی سطوح عضو بتنی به صورت تعمدی (پوشاندن سطح قالب یا بتن) یا به صورت اجباری (قالب موجود).

بتن پر سیمان یا بتن ساخته شده با سیمان زودگیر، گرمای بیشتری تولید می‌کند. اعضای بتنی ضخیم (با ضخامت بیشتر از ۸۰ سانتی‌متر) به کندی سرد می‌شوند و دمای حداکثر بیشتری را به دست می‌دهند. باز نکردن قالب‌ها در زمان سرد شدن بتن، اختلاف دمای سطح و عمق بتن را تخفیف داده و احتمال به وجود آمدن ترک‌های سطحی را کاهش می‌دهد. در بتن‌های کف و سقف و بتن‌های قالب‌برداری شده، پوشاندن سطح بتن مانع سرد شدن سریع سطح بتن شده و احتمال رخداد ترک را کاهش می‌دهد. وقتی که دمای بتن در حال افزایش است، بتن منبسط می‌شود. اگر این انبساط به وسیله اجزای بتنی سخت شده مقید شده و جایی برای منبسط شدن نباشد، نوعی خزش در بتن جوان رخ داده و تنش‌های فشاری ناشی از انبساط تخفیف خواهد یافت. همین‌که بتن در مرحله بعدی شروع به سرد شدن کند، ناگزیر منقبض می‌شود. اگر کوتاه شدن آن محدود شده باشد (غالباً توسط آرماتور)، تنش کششی در طول عضو بتنی ایجاد شده و در نهایت به رخداد ترک منجر خواهد شد. این پدیده را «**حرکتهای حرارتی کوتاه‌مدت**» می‌نامند.

پ ۳-۱-۲ اُفت کوتاه‌مدت یا اُفت خشک شدن

بتن در ضمن سخت و خشک شدن جمع می‌شود. این پدیده، غیر قابل بازگشت است. آرماتورهای بتن مسلح به دلیل یکپارچگی با بتن، سعی در برگرداندن آن به وضع اولیه دارند، بنابراین در فولاد تنش فشاری، و در بتن تنش کششی به وجود آمده و نوعی تعادل ایجاد می‌شود. بسته به درصد سطح مقطع آرماتور به سطح مقطع بتن و قطر آرماتورها، تعادل به وجود آمده ممکن است همراه با ایجاد ترک‌هایی، با عرض مشخص باشد.

پ ۳-۱-۳ شرایط محیطی

اثر تغییر دمای بتن در طول سال، در سازه‌هایی مانند مخازن بتنی هوایی ممکن است قابل توجه باشد. همچنین تابش آفتاب بر بخشی از سطح خارجی یک سازه نیز می‌تواند تفاوت کرنش‌هایی بین یک سمت سازه نسبت به سمت دیگر به وجود آورد. این اثرها ممکن است نقش تعیین‌کننده‌ای در طراحی برخی سازه‌ها داشته باشد.

پ ۳-۱-۴ گرادیان حرارتی

علاوه بر عوامل گفته شده، اثر تغییرات دما در ضخامت عضو بتنی (گرادیان حرارتی) ممکن است عاملی مهم در طراحی باشد. چون گرادیان حرارتی در اعضای بتنی صفحه‌ای (دال و دیوار) معمولاً لنگرهای خمشی خارج از صفحه ایجاد می‌کند، تأثیر آنرا باید با توجه به ضوابط فصل مربوط به خمش و کنترل ترک‌های خمشی بررسی نمود.

□ پ ۳-۲ کنترل ترک حرارتی و جمع‌شدگی

پ ۳-۲-۱ نسبت فولاد بحرانی

مکانیزم ترک ناشی از کشش مستقیم داخلی که به سبب جابه‌جایی‌های حرارتی و جمع‌شدگی رخ می‌دهد، کاملاً متفاوت از مکانیزم ترک‌های حاصل از نیروهای خارجی (کشش و خمش) است. در حالت نخست، پس از تشکیل ترک‌های اولیه، وضعیت ترک‌های بعدی به میزان و قطر میلگردها بستگی دارد. با فرض اینکه تنش میلگردهایی که از این ترک‌ها عبور می‌کنند هیچ‌گاه به حد تسلیم نرسد، این میلگردها، به دلیل یکپارچگی با بتن مانع انقباض بتن شده و در آن، کرنش کششی ایجاد می‌کنند. هنگامی که کرنش حاصل از این انقباض بازداشته شده تشدید یافت و به حد تشکیل ترک رسید، یکسری ترک‌های جدید تشکیل می‌شود. بنابراین، نقش آرماتور بر چگونگی ترک‌خوردگی، همان افزایش تعداد ترک‌ها نسبت به تعداد ترک‌های اولیه می‌باشد، ولی کلیه ترک‌ها اعم از ترک‌های اولیه و ترک‌های بعدی، دارای عرض مشخص و کنترل شده‌ای می‌باشند.

تحقق فرض بالا یعنی نرسیدن تنش فشاری فولاد به حد تسلیم آن، مستلزم وجود یک سطح مقطع نسبی حداقل از آرماتور می‌باشد. این مقدار حداقل، از برابری نیروی فشاری آرماتور و نیروی کششی بتن به شرح زیر محاسبه می‌شود:

$$A_s f_y = A_c f_{ct}$$

$$\rho_{cr} = \frac{f_{ct}}{f_y} \quad (1)$$

در رابطه بالا، A_c و A_s به ترتیب سطح مقطع بتن و فولاد، f_{ct} = مقاومت کششی بتن نارس، (یعنی بتن سه روزه که در صورت نبودن داده‌های آزمایشگاهی می‌توان آنرا برابر $0/26\sqrt{f_c}$ در نظر گرفت) و f_y = نماد مقاومت مشخصه فولاد است. ρ_{cr} همان «نسبت فولاد بحرانی» یعنی حداقل نسبت سطح مقطع فولاد به سطح مقطع مؤثر بتن در مقطع مؤثر عضو بتنی است که برای توزیع ترک (تشکیل ترک‌های ثانویه) لازم است (برای تعیین مقطع مؤثر بتن به بندهای ۸-۷-۳ و ۸-۷-۳-۴ مراجعه شود). گفتنی است در صورتی که نسبت فولاد کمتر از مقدار بحرانی باشد، تنش فولاد از حد تسلیم (مقاومت مشخصه) آن خواهد گذشت و ترک‌های بعدی به وجود نیامده و انقباض ایجاد شده به صورت درزهای عریض در ترک‌های اولیه متمرکز خواهد شد که البته مطلوب نیست.

جدول پ ۳-۱ مقادیر ρ_{cr} را برای رده‌های متداول بتن و فولاد به دست می‌دهد.

جدول پ ۳-۱- درصد فولاد بحرانی، ρ_{cr}

ρ_{cr} (%)	f_y (MPa)	f_{ct} (MPa)	رده بتن
۰/۳۹	۳۰۰	۱/۱۶	C ۲۰
۰/۲۹	۴۰۰		
۰/۴۳	۳۰۰	۱/۳۰	C ۲۵
۰/۳۲	۴۰۰		
۰/۴۷	۳۰۰	۱/۴۲	C ۳۰
۰/۳۶	۴۰۰		
۰/۵۱	۳۰۰	۱/۵۴	C ۳۵
۰/۳۸	۴۰۰		

پ ۳-۲-۲ فاصله ترک‌ها

در صورتی که آرماتور کافی تأمین شده باشد، (یعنی $\rho \geq \rho_{ct}$)، فاصله ترک‌ها قابل محاسبه است. با افزایش کرنش ناشی از اُفت بتن یا کاهش درجه حرارت، تعداد و عرض ترک‌ها در عضو بتنی مرحله به مرحله زیادتر می‌شوند، تا مرحله‌ای که نیروی منتقل شده از بتن به آرماتورها (توسط تنش پیوستگی)، با نیروی کششی ایجاد شده در بتن برابر شده و تنش‌های مربوطه به حد نهایی خود برسند، یعنی:

$$f_b S_{\min} (\sum u_s) = f_{ct} b h \quad (۲)$$

که در آن: $\sum u_s$ = مجموع محیط مقطع کلیه میلگردهای موجود در مقطع عضو بتنی موردنظر، f_b = متوسط تنش پیوستگی بتن و آرماتور و S_{\min} = نماد طول پیوستگی میلگردها برای ایجاد نیروی کششی لازم برای رخداد ترک در بتن می‌باشد. پس از جایگزینی‌های $\rho = A_s/A_b$ و $\sum u_s = 4A_s/\phi$ ، فاصله ترک‌ها به دست می‌آید:

$$S_{\max} = 2S_{\min} = \left(\frac{f_{ct}}{f_b}\right) \times \left(\frac{\phi}{2\rho}\right) \quad (۳)$$

که در آن: ϕ = قطر هر یک از میلگردهای مصرفی و S_{\max} ، فاصله نظری ترک‌هاست ($S_{\max} = 2S_{\min}$). مقدار f_{ct}/f_b برای بتن نارس (بتن ۳ روزه) را می‌توان برای میلگردهای ساده برابر واحد و برای میلگردهای آجدار برابر $\frac{2}{3}$ اختیار نمود.

در صورت استفاده از شبکه‌های میلگرد جوش شده، با اندازه و فاصله برابر در دو جهت، نظر به تأثیر مفصل‌های جوش شده رابطه بالا به صورت زیر اصلاح می‌شود:

$$S_{\max} = 2S_{\min} = \left(\frac{f_{ct}}{f_b}\right) \left(\frac{\phi}{2\rho}\right) (1 - 0.2 n_w) \quad (۴)$$

که در آن: n_w تعداد مفصل‌های جوش شده در طول S_{min} است که معمولاً برابر ۱ یا ۲ منظور می‌شود.

همان‌طور که ملاحظه می‌شود، با فرض درصد ثابت آرماتور، فاصله ترک‌ها مستقیماً به قطر آرماتورها بستگی دارد. در اینجا دو گزینه زیر می‌تواند در طراحی به‌کار گرفته شود:

الف - انتخاب میلگردهایی با قطر کم و به‌فاصله نزدیک که به ترک‌هایی ریز با عرض مجاز و با فاصله نزدیک منجر خواهد شد. این روش طراحی «طراحی بتن با ترک‌های حرارتی کنترل شده» نامیده می‌شود.

ب - انتخاب میلگردهای قطور با فاصله زیاد که به ترک‌های بازتر با فاصله زیاد منجر خواهد شد؛ در این حالت، باید در محل احتمالی ترک‌ها، درزهای انقباضی آب‌بند پیش‌بینی نموده و بتن در حد فاصل درزهای انقباضی بدون ترک طراحی شود. به این روش «طراحی بتن بدون ترک حرارتی» گفته می‌شود.

پ ۳-۲-۳ عرض ترک‌ها

عرض ترک‌های ناشی از اُفت خشک شدن و حرارت در دیوارها و تاول‌های بتنی کاملاً باز داشته شده یا مقید (محدود شده در دو انتها) از رابطه زیر به‌دست می‌آید:

$$W_{max} = S_{max} (\varepsilon_{cs} + \varepsilon_{te} - \frac{1}{2} \varepsilon_{ult}) \quad (5)$$

که در آن: ε_{cs} کرنش ناشی از اُفت خشک شدن بتن با منظور داشتن پدیده خزش ضمن خشک شدن، ε_{te} = کرنش ناشی از جمع‌شدگی بتن هنگام سرد شدن پس از رسیدن به حداکثر دما و ε_{ult} = حداکثر کرنش کششی بتن نارس قبل از رخداد ترک است. ضریب $\frac{1}{2}$ برای کاهش حداکثر کرنش کششی به متوسط کرنش کششی در طول عضو بتنی است.

هنوز اطلاعات کافی در مورد کرنش‌های بالا در دست نیست، ولی ε_{ult} را می‌توان $10^{-6} \times 200$ اختیار نمود و کرنش ناشی از اُفت خشک شدن بتن، پس از کسر خزش بتن نارس، تقریباً

برابر $10^{-6} \times 100$ است، ϵ_{te} عبارت است از کرنش حاصل از اُفت دما، (T_1) ، از مرحله حداکثر درجه حرارت آبگیری بتن به درجه حرارت محیط. هنگامی که کرنش ناشی از T_1 محاسبه می‌شود، ضریب انبساط حرارتی مؤثر بتن نارس را می‌توان نصف ضریب انبساط حرارتی بتن سخت شده اختیار نمود تا اثر خزش بتن نارس لحاظ شده باشد. به مجموع عوامل گفته شده در بالا، اثر احتمالی اُفت فصلی و روزانه دمای سازه، (T_2) ، نیز باید اضافه شود. برای بتن سخت شده‌ای که تحت اثر T_2 قرار دارد، مقاومت کششی بتن از مقاومت پیوستگی بتن کمتر است. بنابراین S_{min} برای بتن سخت شده خیلی کمتر از بتن نارس است به طوری که انقباض واقعی را می‌توان نصف کرد. بنابراین رابطه بالا را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$W_{max} = S_{max} [100 \times 10^{-6} + \frac{1}{2} \alpha (T_1 + T_2) - \frac{1}{2} \times 200 \times 10^{-6}]$$

$$W_{max} = S_{max} (\frac{1}{2} \alpha) (T_1 + T_2)$$

که در آن، α ضریب انبساط حرارتی بتن سخت شده است. رابطه بالا را می‌توان به صورت زیر نوشت تا نقش عوامل آن به طور جداگانه مشخص باشد:

$$W_{max} = S_{max} R \alpha (T_1 + T_2) \quad (6)$$

در این رابطه، R ضریب بازداري (ضریب انقیاد) است که با لحاظ کردن حرکت‌های حرارتی و اُفت و خزش‌های اولیه و ثانویه طی دوره آبگیری، برای عضو بتنی پیوسته، برابر $0/5$ اختیار می‌شود. ضریب R را می‌توان با توجه به شکل سازه در بعضی نواحی آن کاهش داد؛ به بند پ ۳-۲-۶ رجوع شود.

در صورت در اختیار نداشتن اطلاعات کافی، مقدار T_1 را می‌توان برای بتن معمولی از جدول پ ۳-۲-۳، با رعایت محدودیت‌های آن استخراج نمود. بدیهی است ماباه‌التفات دمای بتن در هنگام ریختن و دمای متوسط روزانه در روز بتن‌ریزی و استفاده از سیمان‌های خاص

یا به‌کار بردن مواد افزودنی برای کند کردن سرعت گیرش بتن یا اضافه کردن روان‌کننده‌ها، پوزولان‌ها و همچنین اثر تابش آفتاب و وزش باد بر سطح بتن، بر مقدار T_1 اثر خواهند گذاشت. برای اطلاع بیشتر می‌توان به بندهای ۲-۴ و ۲-۵ شماره (۳۱) ۹۱ گزارش CIRIA یا هر مرجع معتبردیگر مراجعه نمود.

اُفت دمای بتن سخت شده، (T_2) ، از اُفت احتمالی دمای بتن در فصل بتن‌ریزی تا دمای محیط در فصل زمستان، با توجه به وضع جوی منطقه تعیین می‌گردد. واضح است که بتن‌ریزی در زمستان موجب جمع شدن ترک‌های حرارتی در تابستان می‌شود که می‌تواند عاملی مثبت در اجرای سازه‌های بتنی باشد. T_2 با قضاوت مهندس طراح، بر اساس اطلاعات جوی و زمان بتن‌ریزی تعیین خواهد شد.

اگر سازه به‌وسیله درزهای حرکتی به اجزای کوچک‌تر تقسیم شده باشد، تأثیر T_2 را می‌توان صرف‌نظر نمود؛ به شرطی که حداقل ۵۰ درصد فولاد طولی در درزهای انقباضی قطع شده باشند.

جدول پ ۳-۲-۳- تعیین T_1 برای بتن معمولی با سیمان پرتلند (برحسب درجه سانتی‌گراد)

بتن کف وانواع دال‌ها			دیوار			دیوار و دال			عضو بتنی
زمین یا چوب			چوب به ضخامت ۱۸ mm			فلزی			نوع قالب
۴۰۰	۳۵۰	۳۲۵	۴۰۰	۳۵۰	۳۲۵	۴۰۰	۳۵۰	۳۲۵	عیار سیمان kg/m^3
									ضخامت (میلی‌متر)
۲۱	۱۷	۱۵	۳۱	۲۵	۲۳	۱۵*	۱۳*	۱۱*	۳۰۰
۳۴	۲۸	۲۵	۴۳	۳۵	۳۲	۲۷	۲۲	۲۰	۵۰۰
-	-	-	۴۹	۴۲	۳۸	۳۹	۳۲	۲۸	۷۰۰
-	-	-	۵۶	۴۷	۴۲	۴۹	۴۲	۳۸	۱۰۰۰

مقادیر T_1 جدول با توجه به فرضیات زیر است:

- ۱- قالب تا زمانی که حداکثر دمای آبگیری تحصیل شود، در محل باقی می‌ماند.
- ۲- دمای بتن در هنگام ریختن ۲۰ درجه سانتی‌گراد است (تذکر الف).
- ۳- دمای متوسط در روز بتن‌ریزی ۱۵ درجه سانتی‌گراد است (تذکر الف).
- ۴- تأثیر تابش آفتاب روی دال‌ها منظور نشده است.
- ۵- در طراحی، مقدار T_1 هیچ‌گاه از ۱۵ درجه سانتی‌گراد برای دال‌ها و از ۲۰ درجه سانتی‌گراد برای دیوارها کمتر اختیار نشود. موارد مورد توجه با علامت * مشخص شده است.

تذکر الف: در صورتی که مابه‌التفاوت دمای بتن در هنگام ریختن و دمای متوسط روزانه محیط در روز بتن‌ریزی از ۵ درجه سانتی‌گراد بیشتر باشد، باید T_1 تعدیل شود (افزایش یابد). مقدار افزایش T_1 تا زمانی که اطلاعات تکمیلی به‌دست نیامده با قضاوت مهندس طراح تعیین شود.

پ ۳-۳ فولاد مورد نیاز

همان‌طور که در بند پ ۳-۲-۲ نتیجه‌گیری شد، طراحی بتن می‌تواند بر مبنای یکی از دو گزینه اصلی زیر:

- الف - طراحی بتن با ترک‌های حرارتی کنترل شده، و
- ب - طراحی بتن بدون ترک حرارتی.

انجام شود که ضوابط آن در بندهای ۱-۳-۳ و ۲-۳-۳ آمده است.

لازم به یادآوری است که مقدار فولاد در هر حالت نباید از حداقل تعیین شده در بند ۱-۳-۷-۸ کمتر اختیار شود. همچنین باید توجه داشت که در کلیه این گزینه‌ها در شرایط استثنایی مندرج در بندهای ۳-۹-۹ ممکن است تعبیه درزهای انبساطی به فاصله مناسب ضرورت یابد.

پ ۳-۳-۱ فولاد مورد نیاز بتن با ترک‌های حرارتی کنترل شده

پ ۳-۳-۱-۱ مبانی

از تلفیق دو رابطه (۳) و (۶) نسبت فولاد مورد نیاز برای سازه پیوسته به دست می‌آید:

$$\rho = \left(\frac{f_{ct}}{f_b}\right) \left(\frac{\phi}{2w}\right) R \alpha (T_1 + T_2) \geq \rho_{cr} \quad (7)$$

عوامل رابطه بالا قبلاً تشریح گردیده است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، به کار بردن میلگردهای با قطر کم متناسباً درصد فولاد را کاهش می‌دهد. همچنین کاهش یافتن ضریب بازداري (R) از حالت بازداري کامل ($R < 0/5$) متناسب با شرایط انقباض نواحی مختلف عضو بتنی نیز موجب کاهش درصد فولاد در این نواحی می‌گردد (به بند پ ۳-۲-۶ مراجعه شود). علاوه بر این دو عامل، برای کاهش بیشتر درصد فولاد، می‌توان برای حذف تأثیر T_2 با تعبیه درزهای انقباضی با فاصله مناسب سازه را از حالت یکپارچه کامل، که مبنای استخراج رابطه (۷) می‌باشد، خارج نمود.

پ ۳-۳-۱-۲ فولاد مورد نیاز بتن یکپارچه - گزینه یک

سازه یا عضو بتنی یکپارچه به سازه‌ای گفته می‌شود که علاوه بر ترک‌های کنترل شده، امکان هیچ‌گونه حرکت نسبی بین اجزای مختلف آن لحاظ نشده باشد. بدیهی است این‌گونه سازه، تحت اثر کلیه عوامل مؤثر در رابطه (۷) قرار داشته و حداقل آرماتور حرارتی، مستقیماً از این رابطه استخراج می‌شود. برای ملاحظات طراحی بتن یکپارچه به گزینه ۱ جدول ۳-۳ مراجعه شود.

پ ۳-۳-۱-۳ فولاد مورد نیاز بتن نیمه یکپارچه - گزینه دو

در این گزینه، در نظر است که اثر شرایط محیطی (تغییرات دمای فصلی و روزانه)، که موجب افزایش عرض ترک‌ها می‌شود، با تعبیه درزهای انقباضی و تسهیل جمع‌شدن کلی سازه در حد فاصل این درزها حذف شود. این تمهید در کاهش مقدار فولاد حرارتی سازه‌هایی که در

هنگام بهره‌برداری در معرض تغییرات شدید دما قرار دارند بسیار کارساز می‌باشد. لازم به یادآوری است که تعبیه این درزها در کاهش بخشی از عرض ترک، که از گرمای آگیری و آفت کوتاه‌مدت بتن ناشی می‌شود، بی اثر است، زیرا این بخش از عرض ترک فقط به‌خاطر اندرکنش آرماتورها و بتن بوده و ارتباطی به جمع‌شدگی کلی در حد فاصل درزها ندارد. در این گزینه، حداقل مقدار فولاد حرارتی، با حذف T_2 از رابطه (۷)، مطابق رابطه (۸) به‌دست می‌آید:

$$\rho = \left(\frac{f_{ct}}{f_b}\right) \left(\frac{\phi}{2w}\right) R \alpha T_1 \geq \rho_{cr} \quad (۸)$$

بسته به نوع درز انقباضی (کامل یا ناقص) و فاصله درزها، سه انتخاب (الف) تا (ج) در جدول پ ۳-۳ ارائه شده است. گفتنی است که شرط تحقق فرضیات این گزینه، آزادی جمع‌شدن سازه در حد فاصل درزهای انقباضی است که معمولاً در مورد دال‌ها و دیوار محقق است. ولی این شرایط در مورد شالوده‌های گسترده، کفپوش‌ها و پوشش تونل‌ها، تنها پس از ایجاد امکان لغزش بتن روی بتن مگر یا هر مصالح مجاور دیگر محقق خواهد شد. اغلب، تعبیه یک لایه نایلون به وزن 1000 g/m^2 روی بتن مگر هموار برای این منظور کفایت می‌کند. در مورد سازه‌های مدفون مانند تونل‌ها و منابع زیرزمینی، با توجه به جنس مصالح خاکی یا سنگی مجاور باید امکان انتخاب گزینه ۲ مورد بررسی قرار گیرد. اغلب به علت کم بودن اختلاف دمای فصلی (T^2) در این گونه سازه‌ها می‌توان از گزینه ۲ صرف‌نظر نمود مگر آنکه لغزش سازه در سطح تماس با خاک یا سنگ توجیه پذیر باشد.

پ ۳-۳-۲ فولاد مورد نیاز بتن بدون ترک حرارتی - بتن غیر یکپارچه (گزینه سه)

این گزینه بر این اصل مبتنی است که اگر مقدار فولاد حرارتی از ρ_{cr} کمتر باشد، تنش کششی بتن به حد رخداد ترک نمی‌رسد (به بند پ ۳-۲-۱ رجوع شود) و اگر قطعه بتنی در دو انتها مقید شده باشد، تنها ترک‌هایی عریض به فاصله نسبتاً زیاد به‌وجود می‌آید. حال اگر در محل این ترک‌ها قبلاً درز انقباضی کامل تعبیه شده باشد، بخشی از قطعه بتنی که در حد فاصل درزها واقع شده آزادانه از دو طرف به سمت مرکز آن جمع‌شده و بدون ترک باقی

می‌ماند بدون اینکه مقدار و قطر آرماتورها عواملی مؤثر بوده و سهمی در رفتار آن داشته باشد. به طریق تجربی دیده شده که اولین ترک از لبه آزاد یک دیوار یا دال بتنی با فولاد حرارتی کمتر از p_{cr} به فاصله‌ای بیش از $2/4$ متر واقع می‌شود؛ این بدین معنی است که در یک قطعه بتنی بدون ترک، فاصله مناسب درزهای انقباضی کامل برابر است با:

$$S = 2 \times 2.4 = 4.8 \text{ m} \quad (9)$$

حال اگر این طول را تا مرز رخداد یک ترک در وسط آن افزایش دهیم، فاصله درزهای انقباضی کامل برابر خواهد شد با:

$$S = 2 \times 2.4 + w / \varepsilon \quad (10)$$

که در آن w عرض مجاز طراحی برای ترک (بر حسب متر) و ε کرنش ناشی از تغییرات دما می‌باشد. یعنی:

$$\varepsilon = \frac{1}{2} \alpha (T_1 + T_2)$$

ضریب $\frac{1}{2}$ برای جبران اثر خزش بتن نارس اعمال شده است. رابطه (۱۰) برای حالتی که کمتر از ۵۰ درصد فولاد طولی در محل درزهای انقباضی پیوسته باشند (درز انقباضی ناقص) به صورت زیر در می‌آید:

$$S = S_{max} + w / \varepsilon \quad (11)$$

علاوه بر وضعیت‌های بالا، وضعیت‌های دیگر نیز محتمل است که خلاصه آن در گزینه سه جدول پ ۳-۳ آمده است. در کلیه حالت‌های این گزینه، مقدار آرماتور مناسب برابر $\frac{2}{3} p_{cr}$ تجویز شده است.

جدول پ ۳-۳- گزینه‌های طراحی برای کنترل ترک‌های حرارتی و جمع‌شدگی اعضای بتنی

گزینه	نوع انقباض	فاصله درزهای حرکتی (انقباضی و انبساطی)	حداقل فولاد لازم	ملاحظات طراحی
۱	یکپارچه (انقباض کامل)	۱- در طراحی یکپارچه درز انقباضی احداث نمی‌شود. ۲- با توجه به عدم وجود درزهای انقباضی، در دیوارها و دال‌ها که در معرض جذب حرارت از تابش آفتاب قرار گیرند و یا حاوی مایع با نوسان شدید دما باشند ممکن است تعبیه درز انبساط به فاصله زیاد ضرورت پیدا کند.	رابطه (۷) و $\rho \geq \rho_{cr}$	۱- میلگردهای نازک با فاصله کم به کار رود تا در مصرف فولاد افزون بر ρ_{cr} صرفه‌جویی شود. ۲- اثر T_2 باید در محاسبه منظور شود. ۳- $R=0/5$
۲	نیمه‌یکپارچه (انقباض ناقص)	یکی از روش‌های زیر به کار گرفته شود. الف- تعبیه درزهای انقباضی کامل به فاصله ۱۵ متر یا کمتر ب- تعبیه درزهای انقباضی کامل و ناقص (یکی در میان) به فاصله ۱۱/۲۵ متر یا کمتر ج- درزهای انقباضی ناقص به فاصله ۷/۵ متر یا کمتر توضیح: این روش‌ها برای کفپوش‌های بتنی روی خاک یا پوشش‌های بتنی مجاور خاک یا سنگ مفید نیست، مگر آنکه سطح مجاور خیلی صاف باشد یا پوشش کف روی لایه‌ای از نایلون 1000 gr/m^2 قرار گیرد. در اغلب موارد، در این حالت گزینه‌های ۱ یا ۳ مناسب‌تراند.	رابطه (۸) و $\rho \geq \rho_{cr}$	۱- میلگردهای نازک به کار رود. ۲- اثر T_2 در محاسبه منظور نمی‌شود. مشروط به آنکه حداقل ۵۰ درصد آرماتورها در محل درز انقباضی قطع شده باشند. ۳- $R=0/5$
۳	غیریکپارچه (بدون انقباض)	برای تأمین آزادی حرکت نسبی، درزهای انقباضی به یکی از روش‌های زیر تعبیه می‌شود: الف- درزهای انقباضی کامل به فاصله حداکثر: $4/8 + \frac{1}{2} \alpha (T_1 + T_2) / \varepsilon$ ب- درزهای انقباضی کامل و ناقص (یکی در میان) به فاصله حداکثر: $2/4 + \frac{1}{2} \alpha (T_1 + T_2) / \varepsilon + 0/5 S_{max}$ ج- درزهای انقباضی ناقص به فاصله حداکثر: $\frac{1}{2} \alpha (T_1 + T_2) / \varepsilon + S_{max}$	$\rho = \frac{2}{3} \rho_{cr}$	۱- از میلگردهای نازک اجتناب شود. ۲- امکان حرکت آزاد سازه در طول ۲/۴ متر از لبه آزاد درز وجود داشته باشد. در غیر این صورت از گزینه (ج) استفاده شود.

تذکره ۱) رعایت حداقل آرماتور مندرج در بند ۸-۷-۳-۱ علاوه بر ضوابط این جدول الزامی است.

تذکره ۲) رعایت ضوابط بند ۹-۹-۳ در هر حالت علاوه بر ضوابط این جدول الزامی است.

پ ۳-۴ ضریب بازداری (انقیاد) R

همان‌طور که در بند پ ۳-۲-۳ بحث شد، ضریب بازداری عضو بتنی که حرکت آن توسط عامل خارجی کاملاً محدود شده باشد، برابر $0/5$ اختیار می‌شود ($R=0/5$). در صورتی که بازداری کامل نباشد، ضریب بازداری R را می‌توان کاهش داد. مقدار R برای نواحی مختلف اعضای بتنی، که به نوعی آزادی حرکت داشته باشند را می‌توان با مراجعه به BS 8007 به دست آورد.

همواره باید توجه داشت که هیچ‌گاه تا فاصله $2/4$ متری از لبه آزاد دیوار یا دال بتنی، ترک به موازات لبه آزاد مشاهده نشده است. در واقع مقدار ضریب R در این ناحیه از صفر در لبه آزاد تا $0/5$ در فاصله $2/4$ متر از لبه آزاد متغیر است. توصیه می‌شود همواره معادل حداقل $\frac{2}{3} \rho_{crit}$ فولاد در این ناحیه پیش‌بینی شود تا عوامل تضعیف‌کننده مانند تغییر ناگهانی مقطع یا عبور لوله از داخل بتن موجب ایجاد ترک نشود. همچنین باید توجه داشت در صورتی که این لبه آزاد موقتی باشد و در مرحله بعدی بتن‌ریزی پوشیده شود، ضریب R باید مانند بتن پیوسته اختیار شود. ضرایب بازداری وضعیت‌های گوناگون سازه، که اغلب کنترل آنها در اختیار طراح نیست و باید در مشخصات فنی آورده شود، در جدول ۱۰ گزارش شماره (۳) CIRIA ۹۱ آورده شده است.

پیوست ۴

کنترل ترک‌های ناشی از خمش و کشش مستقیم

□ پ ۴-۱ معرفی

رعایت ضوابط این پیوست، که از BS 8007 اقتباس شده، اجباری نیست. طراح می‌تواند با استفاده از ضوابط فصل چهاردهم از راه ساده‌تر کنترل‌های لازم را انجام دهد. هدف از ارائه این پیوست، در اختیار قرار دادن کنترل مضاعفی است که طراح ممکن است به دلیل حساسیت زیاد در یک سازه خاص به آن محتاج باشد. در اینجا ادعا نمی‌شود که روش ارائه شده در این پیوست از روش‌های ارائه شده در فصل چهاردهم دقیق‌تر است، بلکه فقط روشی است مکمل که اطمینان خاطر طراح سازه را افزایش می‌دهد.

□ پ ۴-۲ عرض ترک ناشی از خمش و کشش مستقیم

به‌طور کلی، اعضای که تحت خمش و نیروی محوری هستند، در آنها ترک‌هایی ایجاد می‌شود. عرض این ترک‌ها از رابطه زیر به‌دست می‌آید:

$$W = \frac{3 a_{cr} \varepsilon_m}{1 + 2(a_{cr} - C_{min}) / (h - X)} \quad (۱ الف)$$

این رابطه، برای حالتی که سازه زیر اثر نیروی کششی تنها باشد به صورت ساده زیر خلاصه می‌شود:

$$W = 3 a_{cr} \varepsilon_m \quad (۱ ب)$$

روابط بالا در حالتی که کرنش فولاد کششی از $0.8 f_y/E_s$ و تنش فشاری بتن از $0.4 f_c$ تجاوز نکنند معتبر است.

در این روابط، C_{min} = حداقل پوشش بتن روی آرماتورهای کششی، h = ارتفاع (یا ضخامت) عضو مورد بررسی، a_{cr} = دورترین فاصله نقطه مورد بررسی تا سطح نزدیک‌ترین میلگرد طولی کششی (مطابق شکل پ ۴-۱)، x = فاصله محور خنثی از دورترین تار فشاری مقطع و ϵ_m = متوسط کرنش فولاد کششی در محل محاسبه عرض ترک می‌باشد که از اصلاح کرنش ظاهری فولاد کششی مطابق رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\epsilon_m = \epsilon_1 - \epsilon_2 \quad (۲)$$

ϵ_1 = کرنش ظاهری است که با اعمال اثر بارهای مشخصه روی مقطع ترک خورده (بدون تنش کششی برای بتن) و تئوری الاستیسیته در محدوده رفتار خطی مصالح محاسبه می‌شود.
 ϵ_2 = متوسط کرنش کششی جذب شده توسط بتن در ناحیه فولاد کششی است که در اثر استحکام کششی^۱، ناشی از سختی ماندگار حاصل از بتن ترک نخورده در حد فاصل ترک‌ها، ایجاد شده و از رابطه زیر به دست می‌آید:

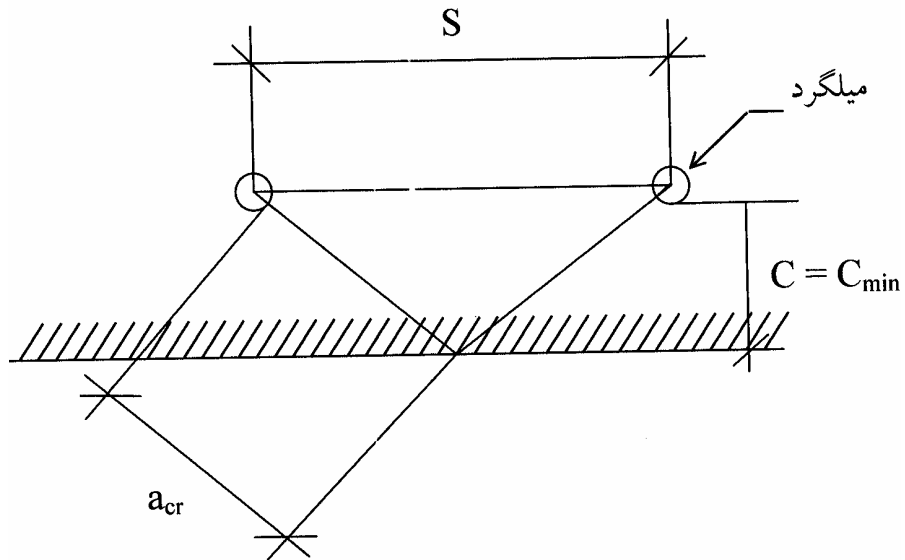
$$\epsilon_2 = \frac{\beta b_t (h - x)(a' - x)}{3 E_s A_s (d - x)} \quad (۳ الف)$$

رابطه (۳ الف) در حالت کشش، تنها به صورت زیر داده شده است:

$$\epsilon_2 = \frac{2\beta b_t h}{3 E_s A_s} \quad (۳ ب)$$

در دو رابطه بالا مقدار β برای w برابر 0.2 میلی‌متر برابر 1 و برای w برابر 0.1 میلی‌متر برابر $1/5$ اختیار می‌شود و a' = فاصله دورترین نقطه ناحیه فشاری مقطع تا محل مورد بررسی عرض ترک، A_s = مساحت مقطع فولاد کششی، b_t = پهنای عضو خمشی در تراز مرکز

فولاد کششی، d = عمق مؤثر فولاد کششی و E_s = مدول الاستیسیته فولاد کششی است. واحد کلیه نمادهای بالا بسته به مورد نیوتن و میلی‌متر می‌باشد.



شکل پ ۴-۱- اندازه‌گیری a_{cr}

پیوست ۵

ملاحظات عمومی بارگذاری سازه‌های آبی

□ پ ۱-۵ کلیات

در این پیوست که با استفاده از آیین‌نامه ACI 350 تهیه گردیده، بخشی از نیازمندی‌ها و ملاحظات بارگذاری که در کلیه سازه‌های آبی عمومیت دارد ارائه می‌گردد. برای اطلاعات بیشتر، طراح باید به ضوابط مربوط به سازه مشخص و مورد نظر رجوع کند.

□ پ ۲-۵ بارها و وضعیت سازه

پ ۱-۲-۵ بارگذاری جانبی دیوارها

دیوارهای نگه‌دارنده مایعات در شرایط عادی، تحت اثر فشار مایع از داخل و فشار خاک از خارج می‌باشند. این‌گونه دیوارها و تکیه‌گاه‌های آنها باید برای هر یک از بارهای بالا به‌طور جداگانه طراحی شوند. فشار خاک نباید به عنوان عامل مقاوم در برابر فشار مایع به حساب آورده شود، زیرا:

الف - برای ایجاد فشار مقاوم خاک، دیوار باید به سمت خارج حرکت کند. رابطه تغییر مکان دیوار و فشار مقاوم ایجاد شده مبهم و اغلب غیر قابل محاسبه است.

ب - در هنگام آزمایش آب‌بندی، معمولاً خاکریزی پشت دیوار هنوز انجام نشده است.

ج - در آینده ممکن است برای توسعه، اصلاح یا تغییر سازه، خاک پشت دیوار به‌طور موقت یا دائم برداشته شود.

اندرکنش دیوار و خاک باید با دقت بررسی شود. در این بررسی باید میزان تغییر مکان افقی دیوار به سمت داخل محاسبه شده و بررسی شود که این تغییر مکان به چه میزان، فشار خاک را از فشار حالت سکون به فشار حالت فعال نزدیک می‌کند؛ همچنین بررسی شود که دیاگرام فشار ناشی از خاکریزی به شکل ذوزنقه است یا به شکل مثلث.

پ ۲-۲-۵ جرم مخصوص مواد ذخیره شده

به‌طور کلی، جرم مخصوص مواد انبار شده می‌تواند از استاندارد ۵۱۹ استخراج شود. در زیر، جرم مخصوص انواع پساب و مشتقات آن که به‌صورت بار زنده به سازه اعمال می‌شود، داده شده است:

۱/۰۱	تن بر متر مکعب	فاضلاب خام
۱/۷۶		آشغال خارج شده از آشغالگیر
۱/۰۴		لجن ^۱ هوازی
۱/۱۲		لجن ^۲ بی‌هوازی
۱/۳۶ تا ۱/۱۵		لجن تغلیظ شده یا ته‌نشین شده

پ ۳-۲-۵ فشار یا مکش داخلی

در برآورد بارهای زنده، برای مخازن بسته، طراح باید اثر فشار یا مکش داخلی ناشی از کاربری عادی سازه را منظور نماید. فشارهای حداکثر و حداقل تنظیمی روی شیرهای فشارشکن و شیرهای مکش‌شکن باید به‌عنوان بارهای طراحی بر سازه‌های مرتبط بتنی اعمال شود. باید مراقبت لازم بشود که هواکش‌ها و شیرهای مکش‌شکن یا فشارشکن گرفتگی نداشته، منجمد نشده یا در اثر خوردگی ناکارآمد نشوند. در هوای سرد می‌توان از کابل‌های حامل جریان برق برای گرم کردن هواکش‌ها و شیرها استفاده نمود. همچنین در شیرهای رها ساز گردن‌گازی می‌توان مواد یخ‌زدا به‌کار برد.

1 - Digested sludge, aerobic

2 - Digested sludge, anaerobic

پ ۴-۲-۵ بار بام

بار زنده بام مخازن مدفون، شامل یک پوشش خاکی و یک بارسطحی است. بار زنده سطحی نباید کمتر از بار وسایل نقلیه و ماشین‌آلات دسترسی و همچنین نباید کمتر از بار ماشین‌آلات خاکریزی و تراکم اختیارشود. بسته به کاربری سطح بام، ممکن است اعمال بار زنده بیشتری ضرورت یابد. بارگذاری مرحله‌ای نیز باید در طراحی بام منظور شود، زیرا همه چشمه‌های سقف با هم خاکریزی نمی‌شوند. در صورتی که محدودیت‌هایی برای بارگذاری ضمن ساخت وجود داشته باشد، باید در نقشه‌ها به وضوح بیان شود. این محدودیت‌ها ممکن است به صورت تعیین ضخامت و ترتیب لایه‌های خاکریزی و نوع و وزن تجهیزات به کار رفته اعمال شود.

پ ۵-۲-۵ بار کف

بار زنده کف در سازه‌های محتوی تجهیزات سنگین، که احتمال پیاده کردن و چیدن تجهیزات روی کف وجود داشته باشد، نباید از واحدهای مصطلح ۱۵۰۰ دکانیوتن بر مترمربع کمتر اختیار شود. بار طراحی تیرها باید شامل وزن واقعی ماشین‌آلات و تجهیزات و همچنین شالوده بتنی متصل به آنها باشد؛ به علاوه اثر بارهای متحرک، وزن تجهیزات در حال کار و بارهای دینامیکی باید از سازنده ماشین‌آلات و تجهیزات دریافت و در طراحی به کار رود؛ اگر وزن‌های دریافت شده از سازندگان مختلف متفاوت باشد، سنگین‌ترین وزن در طراحی منظور شود؛ بار زنده باید شامل وزن لوله‌ها، شیرآلات و نیروهای حاصل از حرکت مایعات در آنها باشد؛ بارهای زنده قائم و جانبی ناشی از جرثقیل‌های سقفی نیز باید مطابق استاندارد ۵۱۹ در طراحی سازه منظور شود.

بار زنده کف اطاق برق ترجیحاً از محاسبه وزن تجهیزات و شالوده آنها برآورد می‌شود. باید فرض کرد که بار هر یک از واحدهای تجهیزات ممکن است به هر نقطه‌ای در اطاق برق اعمال شود، زیرا هر واحد ممکن است از محلی به محل دیگر کشیده شود. همچنین ممکن است در آینده واحدهای جدیدی در فضاهای خالی نصب شود. در بیشتر موارد، بار زنده ۱۲۰۰ دکانیوتن بر مترمربع برای جبران کلیه بارهای بیان شده، برای کف‌هایی که حامل تجهیزات سنگین نمی‌باشد، کفایت می‌کند.

در انبار مواد، طراح باید ارتفاع انبار کردن مواد را در طراحی دال، تیر و سایر اعضای باربر منظور نماید. توصیه می‌شود بار زنده طراحی به وضوح در نقشه‌های سازه بیان شده و توسط تابلوهایی که در فضاهاى مربوطه نصب می‌شود، به کاربران اعلام گردد.

پ ۲-۵-۶ بار ایستابی (هیدرواستاتیکی) خارجی

بالا آمدن سطح آب زیرزمینی ممکن است اثرهای مهمی در طراحی سازه آبی مورد نظر داشته باشد؛ باید توجه داشت که بالا آمدن سطح آب در خارج یک سازه ممکن است به علت نشت آب از یک مخزن یا لوله مجاور آن سازه باشد. در هر حال، چون فضای داخل مخزن یا سازه آبی در برابر نشت آب به داخل آب‌بند می‌باشد، دیوارهای محیطی و کف آن باید تحمل فشار ایستابی خارجی توام با فشار خاک جانبی را بنماید، به علاوه تمامی سازه باید در برابر شناوری پایدار بماند.

کلیه اعضای سازه‌های نگه‌دارنده آب باید با فرض خالی بودن، برای پایداری شناوری و فشار خارجی طراحی شوند. نیروهای برکنش مؤثر به کف بتنی سازه را اغلب می‌توان توسط یک یا چند مورد از تمهیدات زیر خنثی نمود:

- ۱- نصب پایه لوله‌ها^۱ به تعداد کافی که به محض بالا آمدن سطح آب و گذشتن از سطح معین، به‌طور خودکار آب را از خارج به داخل هدایت می‌کند،
- ۲- نصب سامانه خودکار فشارشکن در بتن کف یا در پایین دیوارها، یا
- ۳- نصب لوله‌های زهکش سوراخدار و جمع‌آوری آب به منظور پایین آوردن سطح آب زیر زمینی در اطراف سازه.

باید توجه داشت که سامانه‌های فشارشکن، ممکن است دچار اشکال شوند. بنابراین بهتر است حتی‌المقدور از روش‌های دیگر استفاده شود. مثلاً بسته به ویژگی‌های مکانیکی خاک، می‌توان در شرایط مناسب خاک یا سنگ، از شمع‌های کششی یا میله‌های مهار شده در زمین استفاده نمود.

هرگاه هیچ‌یک از روش‌های بالا عملی نباشد، می‌توان از یک سامانه هشدار دهنده استفاده نمود. سامانه هشدار دهنده باید توانایی هشدار دادن به مسئولین در هنگام وضعیت اضطراری را داشته باشند، به شکلی که بلافاصله برای پر کردن سازه با آب و متعادل کردن نیروهای برکنش اقدام کنند. حداقل دو سامانه هشدار دهنده مستقل باید نصب شده و به‌طور ادواری آزمایش شوند.

پ ۵-۲-۷ انبساط و انقباض

مخازن با قطر زیاد در هنگام پر یا خالی شدن به میزان قابل توجه منبسط یا منقبض می‌شوند. اتصال بین دیوار و کف باید یا قادر به روا داشتن این حرکت شعاعی بوده و یا بتواند تحمل نیروهای مقید کننده اندرکنشی کف و دیوار را داشته باشد، بدون آنکه در آن ترک‌های غیر مجاز به‌وجود آید. اگر دیوار نسبت به کف و سقف آزادی حرکت داشته باشد، جزییات طراحی و اجرای اتصال آن به کف و سقف نیازمند دقتی ویژه است. در طراحی سقف مخازن و سازه‌های سرپوشیده آبی که در معرض تابش آفتاب می‌باشند، طراح باید تنش‌های ناشی از اختلاف دما و نم در دیوارها و سقف را مد نظر قرار دهد. این تنش‌ها را می‌توان توسط تعبیه درزهای حرکتی در دیوارها، سقف یا بین دیوار و سقف کاهش داد. تکیه‌گاه‌هایی که برای لغزش بتن روی بتن طراحی می‌شوند، اغلب مسئله‌ساز بوده و مسایلی مانند ورقه شدن بتن به‌وجود آورده‌اند. بنابراین تعبیه آنها تنها با اضافه کردن بالشتک یا تکیه‌گاه لغزشی پذیرفتنی است.

پ ۵-۲-۸ بار ضربه

بار ضربه‌ای مناسب در طراحی کف‌ها برای وسیله نقلیه و ماشین‌آلات سنگین، حدود ۲۵ درصد وزن آنها یا هر ضریب دیگری که در ضوابط منتشره برای یک سازه آبی مشخص داده شده باشد، در نظر گرفته می‌شود. به عنوان نمونه می‌توان به نشریه شماره ۱۸۵ سازمان برنامه و بودجه و وزارت نیرو با عنوان (ضوابط طراحی سازه‌ای مجاری آب‌بر زیرزمینی بتنی) اشاره نمود.

پ ۵-۲-۹ محدودیت‌های تغییر شکل و لرزش

بیشتر تجهیزات مکانیکی مرتبط با واحدهای تصفیه فاضلاب مانند اسکریپرها^۱، زلال سازها^۲ و بعضی از دلمه‌سازها^۳ و فیلترهای مکشی گردان^۴، اصولاً با سرعت کم کار کرده و لرزشی ایجاد نمی‌کنند. برای این‌گونه تجهیزات مکانیکی، به انجام طراحی برای بارگذاری دینامیکی نیاز نمی‌باشد. برای سایر ماشین‌آلات مانند پمپ‌های گریز از مرکز، هواکش‌ها، سانتریفیوژها، ژنراتورهای برق و کمپرسورها که دارای سرعت‌های دورانی بسیار زیادی می‌باشند، لازم است ملاحظات ویژه‌ای در طراحی سازه‌های نگاه‌دارنده و شالوده آنها مد نظر قرار گیرد. معمولاً بهای چنین ماشین‌آلاتی بسیار بیشتر از هزینه ساخت شالوده مناسب است، به همین دلیل، صرفه‌جویی نابه‌جا در هزینه ساخت یک شالوده مناسب و قبول عمر مفید کمتر، مخارج نگهداری و تعمیرات بیشتر و عواقب از کارافتادگی ناگهانی ماشین‌آلات، غیر معقول و غیر قابل قبول می‌باشد.

ماشین‌آلاتی که بیشترین مشکلات لرزشی را در واحدهای تصفیه فاضلاب ایجاد می‌کنند، شامل هواکش‌های مکشی^۵ و سانتریفیوژهای مخصوص لجن‌گیری می‌باشد. اینها ماشین‌آلات بسیار حساسی هستند و شالوده آنها نیاز به یک طراحی دقیق و عاری از هرگونه لرزش تشدید شونده دارد. مخلوط کننده^۶ (میکسر)های شیمیایی نیز از جمله مولدهای مهم بارهای دینامیکی محسوب می‌شوند.

کلید موفقیت در یک طراحی دینامیکی، حصول اطمینان از آن است که فرکانس طبیعی سازه نگاه‌دارنده یا شالوده با فرکانس جسم مولد ارتعاش بسیار متفاوت باشد. اگر این دو فرکانس به یکدیگر نزدیک باشند، یک ارتعاش تشدید یافته در سازه نگاه‌دارنده دستگاه مولد ارتعاش ایجاد خواهد شد. برای کاهش ارتعاشات، نسبت فرکانس طبیعی سازه نگاه‌دارنده دستگاه مولد ارتعاش به فرکانس دستگاه مولد ارتعاش نباید در محدوده ۰/۵ تا ۱/۵ قرار گیرد. توصیه

-
- 1 - Scrapers
 - 2 - Clarifiers
 - 3 - Flocculators
 - 4 - Rotating Vacuum Screens
 - 5 - Forced Draftfans
 - 6 - Mixer

می‌شود که این نسبت بالای ۱/۵ نگه‌داشته شود. در طراحی شالوده‌ها، ظرفیت بارگذاری ایمن روی خاک یا سنگ، غالباً ۵۰ درصد بار مجاز تحت بارگذاری استاتیک در نظر گرفته می‌شود. بعضی از سازندگان ماشین‌آلات عموماً نسبت وزن شالوده به وزن ماشین‌آلات را در محدوده ۴ تا ۶ توصیه می‌نمایند. رعایت این قاعده، همیشه نتایج رضایت‌بخش به‌بار نیاورده است. برای مطمئن شدن از اینکه پدیده تشدید به‌طور همزمان در ماشین‌آلات و شالوده بروز نماید، توصیه شده که فرکانس طبیعی سامانه شالوده محاسبه شود. برای محاسبه فرکانس طبیعی می‌توان از روش‌های توصیه شده در مرجع شماره ۱ تبعیت نمود. در مورد شالوده‌هایی که توسط شمع نگه‌داشته می‌شوند، می‌توان توصیه‌های قید شده در مراجع ۴ تا ۶ را به‌کار برد. اغلب شالوده ماشین‌آلات از کف سازه یا سایر قسمت‌های آن جدا می‌شود تا میزان انتشار ارتعاش ماشین به سایر قسمت‌های سازه به حداقل ممکن برسد. اگر ارتعاشات مورد انتظار دارای فرکانس و شدتی باشد که از طریق زمین قابل انتشار باشد، آن‌گاه شالوده ماشین نیز باید توسط نصب تکیه‌گاه‌های فنری با قابلیت جذب ضربه و شوک از کف زمین جدا شود. اطلاعات کامل‌تر در مورد طراحی دینامیکی شالوده‌ها در مرجع شماره ۷ آمده است. اگر دستگاه یا ماشین مورد بحث مستقیماً به‌جای یک شالوده سخت و یکپارچه روی یک تیر یا ستون قرار گرفته باشد، آن‌گاه فرکانس طبیعی اعضای نگه‌دارنده در درجه اول اهمیت قرار دارد.

فرکانس طبیعی یک سازه باید برای امتداد قائم و دو امتداد اصلی افقی محاسبه شود. برای ترکیب آثار جرم‌های متعدد شامل دستگاه یا ماشین مولد ارتعاش یا بدون ارتعاش و همچنین اعضای مختلف سازه، فرکانس طبیعی مجموعه را می‌توان توسط فرمول زیر تخمین زد:

$$F_n = 1 / \left[\left(\frac{1}{F_1^2} \right) + \left(\frac{1}{F_2^2} \right) + \left(\frac{1}{F_3^2} \right) + \left(\frac{1}{F_4^2} \right) + \dots \right]^{\frac{1}{2}}$$

در این فرمول :

$$F_n = \text{فرکانس طبیعی مجموعه،}$$

$$F_1 = \text{فرکانس طبیعی مربوط به جرم ۱،}$$

$$F_2 = \text{فرکانس طبیعی مربوط به جرم ۲،}$$

$F_3 =$ فرکانس طبیعی مربوط به جرم ۳، و

$F_4 =$ فرکانس طبیعی مربوط به جرم ۴.

فرکانس یک تیر مجزا را می‌توان با استفاده از عبارات ارائه شده در جدول ۲-۹ (الف) بر حسب سیکل بر دقیقه محاسبه نمود. در این عبارات، D تغییر مکان استاتیکی ناشی از وزن توده مورد نظر می‌باشد. در این مورد، فرض بر آن است که جاذبه در امتداد ارتعاش عمل نماید.

جدول ۲-۹ (الف) - فرکانس طبیعی تیرها (سیکل بر دقیقه)

وضعیت تکیه گاه‌ها تکیه‌گاه اول - تکیه‌گاه دوم	نوع بارگذاری	محل اندازه‌گیری تغییر مکان (D)	فرکانس طبیعی (سیکل بر دقیقه)
صلب - آزاد (تیر طره)	یکنواخت	تکیه‌گاه دوم	$\frac{1174}{\sqrt{D}}$
مفصل - مفصل صلب - صلب	یکنواخت	وسط دهانه	$\frac{1073}{\sqrt{D}}$
صلب - صلب صلب - آزاد مفصل - مفصل	متمرکز (در هر نقطه)	در محل اعمال بار	$\frac{947}{\sqrt{D}}$

$D =$ تغییر مکان بر حسب میلی‌متر

معادلاتی که در بالا گفته شد، روش ساده‌ای را برای محاسبه فرکانس طبیعی یک سازه بر اساس تغییر مکانش تحت بار استاتیکی ارائه می‌دهد. همچنین (فقط در خصوص بار متمرکز) جدول ۲-۹ (ب) حداکثر تغییر مکان استاتیکی مجاز یک سازه نگه‌دارنده یک قطعه ماشین را

به حداقل فرکانس طبیعی آن سازه ربط می‌دهد. جدول مشابهی را می‌توان برای سازه‌هایی که در آنها توزیع بار به صورت یکنواخت یا به صورت‌های دیگر باشد تهیه نمود. همان‌طور که قبلاً اشاره شد، نسبت فرکانس طبیعی سازه به فرکانس طبیعی دستگاه مولد ارتعاش یا هر نیروی ارتعاش‌دهنده دیگر باید کمتر از $0/5$ یا ترجیحاً بیشتر از $1/5$ باشد.

جدول ۲-۹ (ب) - حداکثر تغییر مکان پیشنهادی سازه نگه‌دارنده دستگاه مولد ارتعاش برای

اجتناب از پدیده تشدید

سرعت کار ماشین (برحسب سیکل در دقیقه)	حداقل فرکانس طبیعی سازه (برحسب سیکل در دقیقه)	حداکثر تغییر مکان استاتیکی ناشی از بار مرده و وزن ماشین‌آلات (برحسب میلی‌متر)
۴۰۰	۶۰۰	۲/۵
۶۰۰	۹۰۰	۱/۱
۸۰۰	۱۲۰۰	۰/۶۴
۱۰۰۰	۱۵۰۰	۰/۴۱
۱۲۰۰	۱۸۰۰	۰/۲۸
۲۰۰۰	۳۰۰۰	۰/۱
۲۴۰۰	۳۶۰۰	۰/۰۷

در حالتی که فرکانس طبیعی سازه کمتر از نصف سرعت دورانی تجهیزات مکانیکی باشد، اگرچه در هنگام کار ماشین پدیده تشدید روی نخواهد داد، ولی در زمان به‌کار اندازی یا از کار اندازی دستگاه در یک لحظه کوتاه، پدیده تشدید تحقق خواهد یافت. البته به‌نظر نمی‌رسد که پدیده تشدید لحظه‌ای صدمه‌ای به دستگاه یا سازه نگه‌دارنده آن بزند ولی ترجیحاً بهتر است همواره فرکانس طبیعی سازه نگه‌دارنده دستگاه، بسیار بالاتر از سرعت دوران آن اختیار شود. این ملاحظه به‌ویژه در مواقعی که احتمال کار طولانی دستگاه با

سرعت دورانی کمتر از حد استاندارد و احتمالاً نزدیک به فرکانس طبیعی سازه نگه‌دارنده وجود داشته باشد، بسیار منطقی‌تر است.

از طرف دیگر، اگر دستگاه موردنظر یک پمپ با دو پروانه تیغه‌ای^۱ باشد، فرکانسی معادل دو برابر سرعت دورانی آن ایجاد خواهد کرد، بنابراین در استفاده از جدول ۲-۹ (ب) باید فرکانس واقعی دستگاه را مد نظر قرار داد، نه سرعت دوران آنرا.

اگر ماشین یا دستگاه در طبقه بالا نصب شده باشد، در این صورت استفاده از عایق‌های ارتعاشی توصیه می‌شود. با این حال این راهکار نباید به‌عنوان جایگزینی برای طراحی دینامیکی سازه محسوب گردد، زیرا این‌گونه عایق‌ها تا حدی ارتعاش را منتشر می‌سازند. بحث کامل‌تری در خصوص روش‌های تحلیل دینامیکی در مراجع ۸ تا ۱۱ ارائه شده است.

پ ۵-۲-۱۰ نیروهای پیچشی

در بعضی موارد ممکن است به ملحوظ نمودن آثار نیروهای پیچشی در طراحی سازه نیاز باشد. مخازن بزرگ زلال‌ساز^۲ در این طبقه‌بندی قرار می‌گیرند. در بسیاری از زلال‌سازها، کل سامانه روی یک ستون مرکزی قرار داده شده است. این زلال‌سازها دارای اسکریپرهای^۳ طره‌ای به طول ۷۵ متر می‌باشند. گشتاور پیچشی منقطع بالغ بر حتی ۷۰۰ تن‌متر محاسبه گردیده که شالوده باید مقاومت لازم در برابر این بار را از خود نشان‌دهد. برای جلوگیری از اعمال بار بیش از حد مجاز، اغلب یک کلید کنترل‌کننده در تابلوی دستگاه تعبیه می‌شود.

در بعضی از زلال‌سازها، اسکریپرهای شعاعی در مرکز روی یک ستون مرکزی سوار شده‌اند ولی توسط یک نقاله که بر پیرامون زلال‌ساز حرکت می‌کند، به‌جلو رانده می‌شود. در این نوع زلال‌سازها، نیروهای عکس‌العمل افقی در مرکز ستون و پیرامون زلال‌ساز حادث گردیده و گشتاور پیچشی وجود نخواهد داشت.

فرض بر آن است که تجمع لجن که باعث بروز ممان پیچشی منقطع می‌گردد، خود نیروی گسترده مثلی را روی بازوهای طره وارد می‌آورد که بیشترین میزان آن در مرکز ستون بوده و به‌تدریج با حرکت به‌طرف پیرامون مخزن به‌سوی صفر میل می‌نماید.

1 - Blade Impeller

2 - Clarifiers

3 - Scraper

شالوده و ستون مرکزی باید طوری طراحی شوند که بتوانند در برابر گشتاور پیچشی معادل پنجاه درصد بیشتر از گشتاور پیچشی منقطع^۱ مقاومت نمایند. به این منظور، ستون بتنی مرکزی را می‌توان به دال کف لجن‌گیر مهار نمود. همچنین مقاومت پیچشی شالوده را می‌توان با کوبیدن شمع در پیرامون شالوده افزایش داد.

پ ۵-۲-۱۱ بار یخ

آثار ایجاد یخ در سازه‌های آبی در شرایط آب و هوایی که در آن یخبندان به مدت زمان زیادی به طول می‌انجامد، می‌تواند حایز اهمیت باشد. برای منظور نمودن این‌گونه تأثیرات، به ضوابط مربوطه سازه مشخص مراجعه شود.

پ ۵-۲-۱۲ ایمنی

توصیه‌های طراحی سازه‌ای که در اینجا ارائه می‌شود، می‌تواند به صورت کلی برای کلیه سازه‌های آبی در نظر گرفته شود. هر گونه ویژگی سازه‌ای، ترکیب‌های بارگذاری غیر معمول یا شرایط محیطی غیرعادی می‌تواند پیشگیری‌های طراحی ویژه‌ای را که اغلب محافظه‌کارانه‌تر است طلب نماید. مهندس طراح به‌ویژه باید اثرات سازه‌ای فواصل درزها و جزییات مربوط را همراه با ترتیب عملیات اجرایی در نظر داشته باشد.

تمهیدات ویژه‌ای باید در طراحی جزییات و مشخصات مخازن سرپوشیده که در معرض آثار خورنده و خطرناک احتمالی گازهای اکسیژن، اوزون، سولفید هیدروژن و متان قرار دارند معمول گردد. این ملاحظه، زمانی که قسمت‌های فوقانی مخزن مسکونی باشد، از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است.

در بعضی تأسیسات، ممکن است گازهای تولید شده سمی بوده و علاوه بر این، خطر انفجار را نیز در بر داشته باشند. در این شرایط، ممکن است اعمال تمهیداتی مانند تهویه اضافی، تهویه تحت فشار، دستگاه هشدار دهنده گاز و امکاناتی برای تهویه گازهای حاصل از انفجار

1 - Stalling

لازم تشخیص داده شود. در شرایطی که ساختمان‌ها یا اتاق‌های تجهیزات در بالا یا مجاور مخازن یا عمل آورنده‌ها^۱ قرار داشته باشند، می‌توان این مخازن را در برابر نشت گاز ایمن نمود. به این منظور می‌توان از لایه پوششی مقاوم یا تجهیزات کشف گاز یا هر دو استفاده نمود.

□ پ ۳-۵ سیلاب و شناوری

پ ۳-۵-۱ مقدمه

برای طراحی سازه‌ای و اجرای سازه‌های بتنی مسلح که در معرض بارهای ناشی از سیلاب قرار دارند، باید تمهیدات خاصی معمول گردد. این سیلاب‌ها می‌توانند در اثر تجمع آب‌های سطحی یا بالا آمدن تراز آب زیرزمینی یا ترکیب این دو حادث شوند.

پ ۳-۵-۲ انتخاب محل احداث سازه

سازه‌های آبی و به‌خصوص واحدهای تصفیه فاضلاب، اغلب در جاهایی که در معرض سیلاب نهرها و بالا آمدن تراز آب زیرزمینی قرار دارند احداث می‌شوند. در این شرایط، فشارهای برکنش ایستابی ممکن است پایداری عمومی سازه را مختل سازد. در این موارد، یک ضریب ایمنی برای جلوگیری از شناورشدن به‌صورت خارج قسمت وزن سازه به کل نیروی برکنش ایستابی محاسبه می‌گردد. ضریب ایمنی شناوری باید نمایانگر خطر ناشی از شرایط بارگذاری باشد. مقادیر متعارفی که معمولاً ملاک کار قرار می‌گیرد، شامل ضریب ایمنی ۱ برای مجموعه شرایطی است که احتمال وقوع آن ضعیف است (مانند سیلاب با دوره بازگشت ۱۰۰ ساله) و ضریب ایمنی ۱/۲۵ برای مجموعه شرایطی که احتمال وقوع آن بیشتر است (مانند تراز آب زیرزمینی فصلی). در صورتی که نتوان فشار ایستابی را با اطمینان کافی پیش‌بینی نمود، باید ضریب ایمنی بیشتری برای شرایط مربوطه در نظر گرفت.

پ ۵-۳-۳ تاریخچه سیلاب

آمارهای هواشناسی نشان‌دهنده تراز و تواتر وقوع سیلاب‌ها در یک محل خاص یا یک بستر سیلابی می‌باشد. به‌منظور تعیین حداکثر سیلاب محتمل و سیلاب طراحی باید آمارهای موجود به دقت واریسی شوند. عبارت «حداکثر سیلاب محتمل» به نوعی هیدروگراف سیلاب گفته می‌شود که حاصل بحرانی‌ترین ترکیب بارندگی، اشباع زمین و ضرایب روان‌آب^۱، (که در حوضه آبرگیر به‌صورت عقلایی امکان پذیر باشد)، است. به‌دلیل نیاز به صرف هزینه‌های قابل ملاحظه برای ایجاد حاشیه ایمنی لازم در برابر حداکثر سیلاب محتمل و احتمال بسیار ضعیف وقوع آن، منظور داشتن آن، معمولاً به طراحی سر ریز در سدهای بزرگ محدود می‌شود. در صورت بروز حداکثر سیلاب محتمل، خرابی و گسیختگی ناگهانی سد به خطرات جانبی برای سکنه اطراف سد و خسارت فاجعه بار مالی منجر خواهد شد.

هیدروگراف‌های سیلاب طراحی که با وقایع نسبتاً مکرر ارتباط دارند، معمولاً با استفاده از واژه احتمال قابل توصیف می‌باشند. تعبیرهای دیگر تقریباً دارای معانی مشابه می‌باشند. به‌عنوان مثال، سیلابی با احتمال وقوع ۱ درصد را می‌توان سیلابی با میانگین دوره بازگشت ۱۰۰ ساله تعریف نمود. به همین منوال، تواتر ۱۰ ساله یا تواتر ۱۰۰ ساله در وقوع سیلاب به ترتیب معانی مشابهی با دوره بازگشت ۱۰ ساله و ۱۰۰ ساله دارد.

تعیین صحیح درجه ایمنی در یک پروژه بر پایه پیش‌بینی متوسط تواتر سیلاب طراحی (یا احتمال وقوع آن به درصد) تنها با درجه معقولی از دقت در تخمین احتمال وقوع سیلاب محقق می‌شود. اعتبار پیش‌بینی تواتر سیلاب‌ها به زمان ثبت و چگونگی برداشت‌های هیدرولوژی موجود در حوضه آبریز پروژه، دقت این برداشت‌ها با توجه به طولانی بودن دوره، احتمال تغییر عامل‌های مؤثر بر مشخصه‌های سیلاب در آینده، قابلیت‌های روش‌های تحلیل و سایر ملاحظات محدود می‌شود. تجربه و تحلیل نشان داده است که مقادیر سیل - دبی تخمینی مرتبط با سیلابی نادر با احتمال وقوع ۱ درصد، معمولاً مشمول حاشیه خطاهای نسبتاً بزرگی بوده و برون‌یابی آن به سیلاب‌های نادرتر با دوره بازگشت طولانی‌تر دارای ارزش مشکوکی در روند انتخاب معیار سیل طراحی برای پروژه مورد نظر می‌باشد. زمانی که درجه ایمنی بسیار بالایی برای حفاظت در برابر وقوع سیل مورد نیاز باشد، بر پایه تحلیل‌های

آماري وقایع ثبت شده باید افزون بر تخمین‌های انجام‌شده به سیل‌های بالقوه با بزرگی مشابه با حداکثر سیلاب طراحی توجه لازم معمول گردد. برآوردهای سیلاب - تواتر^۱ که در بالا ارائه گردیده، به‌منظور نمایان ساختن میانگین احتمالات در دراز مدت بوده ولی به‌نظر نمی‌رسد که بتوانند توزیع دقیق وقایع را که ممکن است به‌عنوان مثال تا ۱۰۰ سال آینده اتفاق بیفتد یا سیلاب‌هایی که دارای شدت بالا با دوره بازگشت طولانی می‌باشند، منعکس نمایند.

پ ۳-۴ مقاومت در برابر نیروی برکنش

سازه‌هایی که عمق آنها تا تراز آب زیرزمینی سیلاب طراحی ادامه می‌یابد، باید طوری طراحی شوند که شناورنشوند. در صورتی که وزن مرده سازه برای مقاومت در برابر شناوری کافی نباشد، آن‌گاه یک یا چند مورد از اقدامات زیر باید به مرحله اجرا گذارده شود:

الف - افزایش ضخامت پایین‌ترین دال، ضخامت دال سقف یا ضخامت خاکریزی روی سقف به‌منظور مقابله با نیروی برکنش،

ب- گسترده کردن دال کف، فراتر از دیواره‌های خارجی سازه به‌طوری‌که بتوان از وزن خاک روباره به‌منظور مقابله با نیروی برکنش استفاده نمود. در این شرایط وزن واحد حجم خاک به‌صورت مؤثر همراه با منظور داشتن میزان مناسبی از شناوری محاسبه می‌شود،

ج - استفاده از ظرفیت کششی شمع‌ها برای مقابله با نیروی برکنش در جاهایی که عملی باشد، و

ه - استفاده از شیرهای فشارشکن.

مراجع

۱- مراجع متن اصلی

- ۱- آیین‌نامه بتن ایران (آبا)، مبحث اول - کلیات و ساختمان‌های متعارف، نشریه ۱۲۰ دفتر تحقیقات و معیارهای فنی سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، ۱۳۷۹.
- ۲- واژه‌نامه بتن، بخشی از آیین‌نامه بتن ایران (آبا)، دفتر تحقیقات و معیارهای فنی سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، ۱۳۷۷.
- 3- ACI Committee 318 , Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-95) , American Concrete Institute , P.O. BOX 9094 Farmington Hills , MI 48333.
- 4- ACI Manual of Concrete Practice , 1998 , American Concrete Institute , P.O. BOX 9094 Farmington Hills , MI 48333.
- 5- ACI Committee 350 , Environmental Engineering Concrete Structure (ACI 350) , American Concrete Institute , P.O. BOX 9094 Farmington Hills , MI 48333.
- 6- ACI Committee 350 , Standard Practice for the Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures (ACI 350.3/350.3R) , American Concrete Institute , P.O. BOX 9094 Farmington Hills , MI 48333.
- 7- ACI Committee 350 , Design Considerations for Environmental Engineering Concrete Structures (ACI 350.4R) , American Concrete Institute , P.O. BOX 9094 Farmington Hills , MI 48333.
- 8- ASTM STANDARDS , American Society for Testing and Material , Philadelohia.

- 9- BS 8007:1987 , Code of Practice for Design of Concrete Structures for retaining Aqueous Liquids , British Standards Institution 1987.
- 10- CSA Standard A23.3-94 , Design of Concrete Structures , Canadian Standard Association , Rexdale (Toronto) , Ontario , Canada.
- 11- CSA Standard A23.1-94 , Concrete Materials , Canadian Standard Association , Rexdale (Toronto) , Ontario , Canada.
- 12- EM 1110-2-2104/1992 , Strength Design for Reinforced - Concrete Hydraulic Structures , US Army Corps of Engineers , Washington , DC.
- 13- Anchor Robert D. , Design of Liquid Retaining Concrete Structures , Edward Arnold , London 1992.
- 14- Hughes B. P. , Water Retaining Structures 1988.
- 15- Concrete Reinforcing Steel Institute (CRSI), CRSI Maintenance guide, “ Field Handling Technique for Epoxy-coated Rebar at the Job Site,” 1996

۲- مراجع پیوست‌ها

۱-۲ مراجع پیوست ۱

۱-۱-۲ مراجع فارسی

۱- مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، نشریه شماره ۳ از مجموعه بتن‌شناسی ۱۳۷۷

۲-۱-۲ مراجع خارجی

۱-۲-۱-۲ مرجع اصلی

CSA A23.194 – Apdendix B, Alkali – Aggregate Reaction

۲-۲-۱-۲ سایر مراجع

- 1- Albert, P., and S. Raphael, Alkali – Silica Reactivity in the Beauharnois Powerhouses, Beauharnois, Proceedings of the 7th International Conference on Alkali – Aggregate Reaction in Concrete, Ottawa, Canada, 1986, Noyes Publications, Park Ridge, N.J., USA; pp. 10-16, 1987.
- 2- Berard, J. and N. Lapierre, Reactivites aux du gres de Potsdam dans les betons, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 4, pp. 332-334 , 1977.
- 3- Berard, J. and R. Roux, La Viabilite des betons du Quebec: le role des granulats, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 13, 1, pp. 12-24, 1986.
- 4- Berube, M.A. and B. Fournier, Le barrage Sartigan dans la Beauce (Quebec, Canada) : un cas – type de deterioration du beton par reactions alcalis – granulats, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 14, pp. 372-380, 1987.
- 5- Berube, M.A, B. Fournier, et D. Vezina, Les reactions alcalis – granulats au Quebec : ou en sommes – nous? Proceedings of the 43 rd

- Canadian Geotechnical Conference, Universite Laval, Quebec, pp. 481 – 492, 1990.
- 6- Berube, M.A. and J. Duchesne (1992a), Evaluation of Testing Methods Used for Assessing the Effectiveness fo Mineral Admixtues in Suppressing Expansion Due to Alkali – Aggregate Reaction; Proceedings of the 4 th International CANMET/ ACI Conference in Istanbul on the Use of Silica Fume, Fly Ash, Slag and Natural Pozzolans in Concrete, editor, V.M. Malhotra, American Concrete Institute, Special Publication 132, Vol. 1, pp. 549 – 575, 1992.
 - 7- Berube, M.A. and J. Duchesne (1992b) : Does silica fume merely postpone expansion due to alkali – aggregate reactivity ? Proceedings of the 9 th International Conference on Alkali – Aggregate Reaction in Concrete, Concrete Society, Slough, UK, pp. 71-80, 1992.
 - 8- Berube. M.A. and B.Fournier (1992a), Effectiveness of the Accelerated Mortar Bar Method, ASTM C9 Proposal P214 or NBRI, for Assessing Potential AAR in Quebec (Canada), Concrete Society, Slough, UK, pp. 92-101, 1992.
 - 9- Berube. M.A. and B.Fournier (1992b), Accelerated Test Methods for Alkali- Aggregate Reactivity, Advances in Concrete Technology, Ed. V.M. Malhotra, Canada Communication Group – Publishing, Ottawa, MSL92-6(R) , ISBN 0-660 – 14392 – 5, pp. 583 – 627, 1992.
 - 10- Bragg, D. and K. Forster, Relationship Between Petrography and Results of Alkali – Reactivity Testing, Samples from Newfoundland, Canada, Proceedings of the 9 th International Conference on Alkali – Aggregate Reaction in Concrete, Concrete Society, Slough, UK, pp. 127 – 135 , 1992.
 - 11- British Cement Association, The Diagnosis of Alkali – Silica Reaction, British Cement Assocation, Crowthorne, Berks, RG11 6YS, United Kingdom, Second Edition, 1992.
 - 12- Davies, G., and Oberholster, R.E., Use of the NBRI Accelerated Test to Evaluate the Effectiveness of Minarat Admixtures in Preventing the Alkali- Silica Reaction, Cement and Concrete Research, vol. 17, pp. 97 – 107, 1987.

- 13- Diamond S., ASR – Another Look at Mechanisms, Proceedings 8 th International Conference on Alkali – Aggregate Reaction, Kyoto, Japan, Elsevier, New York, USA, pp. 83 – 94, 1989.
- 14- Diamond S. and S. Ong, The Mechanisms of Lithium Effects on ASR, Proceedings of the 9 th International Conference on Alkali – Aggregate Reaction in Concrete, Concrete Society, Slough, UK, pp. 269 – 278, 1992.
- 15- Dobie, T.R., Correlating Water – Soluble Alkalies to Total Alkalies in Cement – Considerations for Preventing Alkali – Silica Popouts on Slabs, Alkalies in Concrete, ASTM STP 930, V.H. Dodson, Ed., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA, pp. 46 – 57, 1986.
- 16- Dolar – Mantuani, L., Alkali – Silica Reactive Rocks in the Canadian Shield, Highway Research Board, Record No. 268, pp. 99 – 117, 1969.
- 17- Dolar – Mantuani, L. and R. Laakso, Results of Ethylene Glycol Swelling Test on Argillaceous Limestone, Canadian Journal of Earth Science, Vol. 11, pp. 430 – 436, 1974.
- 18- Dolar – Mantuani, L., Handbook of Concrete Aggregates: A Petrographic and Technological Evaluation, Noyes Publications, Park Ridge, N.J., USA, ISBN : 0 – 8155 – 0951 – 0, 1983.
- 19- Donnelly, C.R., The Use of Slay Cement to Counteract Alkali – Aggregate Reactivity at the Magpie River Development, Proceedings of the 43 rd Canadian Geotechnical Conference, Universite Laval, Quebec, Vol. 2, pp. 199 – 507, 1990.
- 20- Duchesne, J. and M.A. Berube (1992a), An Autoclave Mortar Bar Test for Assessing the Effectiveness of Mineral Admixtures in Suppressing Expansion Due to AAR, Proceedings of the 9 th International Conference on Alkali – Aggregate Reaction in Concrete, Concrete Society, Slough, UK, pp. 279 – 286, 1992.

- 21- Duchesne, J. and M.A. Berube (1992b), Relationships Between Portlandite Depletion, Available Alkalies and Expansion of Concrete Containing Reactive Aggregates and Mineral Admixtures, Proceedings of the 9th International Conference on Alkali – Aggregate Reaction in Concrete, Concrete Society, Slough, UK, pp. 287 – 297, 1992.
- 22- Duncan, M.A.G., E.G. Swenson, J.E. Gillott, and M.R. Foran, Alkali – Aggregate Reaction in Nova Scotia, Parts I, II, III, and IV, Cement and Concrete Research, Vol. 3, Nos. 1, 2, 3 and 4, pp. 55 – 69, 119 – 128, 233 – 245, and 521 – 535, 1973.
- 23- Durand, B., J. Berard, R.Roux, and J. Soles, Alkali – Silica Reaction : The Relation Between Pore Solution Characteristics and Expansion Test Results, Cement and Concrete Research, Vol. 20, pp. 419 – 428, 1990.
- 24- Fournier, B. and M.A. Berube, Alkali – Reactivity Potential of Carbonate Rocks from the St. Lawrence Lowlands (Quebec, Canada), Proceedings 8th International Conference on Alkali – Aggregate Reaction, Kyoto, Japan, pp. 363 – 368, 1989.
- 25- Fournier, B. and M.A. Berube, Evaluation of a Modified Chemical Method to Determine the Alkali – Reactivity Potential of Siliceous Carbonate Aggregates, Canadian Developments in Testing Concrete Aggregates for Alkali – Aggregate Reactivity, Ministry of Transportation, Ontario, Engineering Materials Report 92, pp. 118 – 135, 1990.
- 26- Fournier, B. and M.A. Berube, (1991a), Application of the NBRI Accelerated Mortar Bar Test to Siliceous Carbonate Aggregates Produced in the St. Lawrence Lowlands (Quebec, Canada) – Part I : Influence of Various Parameters on the Test Results, Cement and Concrete Research , Vol. 21, pp. 853 – 862, 1991.
- 27- Fournier, B. and M.A. Berube, (1991b), Application of the NBRI Accelerated Mortar Bar Test to Siliceous Carbonate Aggregates Produced in the St. Lawrence Lowlands (Quebec, Canada) – Part II : Proposed Limits, Rates of Expansion, and Microstructure of

- Reaction Products ; Cement and Concrete Research, Vol. 21, pp. 1069 – 1082, 1991.
- 28- Fournier, B. M.A. Berube, (1991c), Evaluation du potential de reactivite alkaline des granulats a beton produits dans les Basses – Terres du Saint – Laurent du Quebec, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 18, pp. 282 – 296, 1991.
- 29- Fournier, B. and M.A. Berube, (1992), A Comparison of Laboratory Testing Methods for Evaluating Potential Alkali – Reactivity in the St. Lawrence Lowlands (Quebec, Canada), Proceedings of the 9 th International Conference on Alkali – Aggregate Reaction in Concrete, Concrete Society, Slough, UK, pp. 327 – 337, 1992.
- 30- Gervais, F., AAR Research for Concrete Structures in Nova Scotia, Canadian Developments in Testing Concrete Aggregates for Alkali – Aggregate Reactivity, Ministry of Transportation Ontario, Engineering Materials Report 92, pp. 50 – 59, 1990.
- 31- Gillott, J.E. and E.G. Swenson, Some Unusual Alkali – Expansive Aggregates , Engineering Geology, Vol. 7, pp. 181 – 195, 1973.
- 32- Gillott, J.E., Alkali – Aggregate Reactions in Concrete, Engineering Geology, Vol. 9, pp. 303 – 326, 1975.
- 33- Grattan – Bellew, P.E., Study of Expansivity of a Suite of Quartzwackes, Argillites, and Quartz Arenites, Proceedings of the 4 th International Conference on the Effects of Alkalies in Cement and Concrete, Purdue University, Pub. No. CE – MAT – 1 – 78, pp. 113 – 140, 1978.
- 34- Grattan – Bellew, P.E., Preliminary Report on Potential Alkali – Aggregate Reactivity of Aggregates from the Heben Quarry, Sherbrooke, Quebec, National Research Council, Ottawa, Canada, 1982.
- 35- Grattan – Bellew, P.E., Test Methods and Criteria for Evaluating the potential Reactivity of Aggrfegates, Proceedings 8 th International Conference on Alkali – Aggregate Reaction, Kyoto, Japan, July, pp. 279 – 294, 2989.

- 36- Grattan – Bellew, P.E., Canadian Experience with the Mortar Bar Accelerated Test for Alkali – Aggregate Reactivity, Canadian Developments in Testing Concrete Aggregates for Alkali – Aggregate Reactivity, Ministry of Transportation, Ontario, Engineering Materials Report 92, pp. 17 – 34, 1990.
- 37- Haavik, D.J., and R.C. Mielenz, Alkali – Silica Reaction Causes Concrete Pipe to Collapse, Concrete International, May, pp. 54 – 57, 1991.
- 38- Hobbs, D.W., Influence of Mix Proportions and Cement Alkali Content Upon Expansion Due to the Alkali – Silica Reaction, Cement and Concrete Association (UK) Technical Report 534, June, 1984.
- 39- Hooton, R.D., Case Studies of Ontario Hydros Experience with Standard Tests for Alkali – Aggregate Reactivity, Canadian Developments in Testing Concrete Aggregates for Alkali – Aggregate Reactivity , Ministry of Transportation, Ontario, Engineering Materials Report 92, pp. 181 – 189, 1990.
- 40- Hooton, R.D., New Aggregate Alkali – Reactivity Test Methods, Ontario Ministry of Transportation, Research & Development Branch Report MAT – 91 – 14, November, 1991.
- 41- Houde, J.,P. Lacroix, M.Morneau, Rehabilitation of Railway Bridge Piers Heavily Damaged by Alkali – Aggregate Reaction, Proceedings of the 7 th International Conference on Alkali – Aggregate Reaction in Concrete, Ottawa, Canada, 1986, Noyes Publications, Park Ridge, NJ, USA, pp. 163 – 167, 1987.
- 42- Hudec, P.P., Rapid Test for Predicting Alkali Reactivity : Promises and Solutions, Canadian Developments in Testing Concrete Aggregates for Alkali – Aggregate Reactivity, Ministry of Transportation, Ontario, Engineering Materials Report 92, pp. 111 – 117, 1990.
- 43- Hudec, P.P., and N.K. Banahene, Chemical Treatments and Additives for Controlling Alkali – Reactivity, Cement and Concrete Composites, Vol. 15, pp. 21- 26, 1993.

- 44- Ingham, K.W. and Z.D. Koniuszy, Distribution, Character, and Basic Properties of Chert in Southwestern Ontario, Highway Research Board, Record 124, pp. 50 – 78, 1966.
- 45- Kelly, T.M., L. Schuman, and F.B. Homibrook, A Study of Alkali – Aggregate Reactivity by Means of Mortar Bar Expansions, American Concrete Institute Journal, pp. 57 – 80, September, 1948.
- 46- Lewczuk, L., G. MacNeill, and D. Demerchant, Distribution and Composition of Reaction Products in Existing Structures and Laboratory Concretes as the Indicator of Alkali – Silica and Alkali – Silicate Reactivity in Aggregates, Canadian Developments in Testing Concrete Aggregates for Alkali – Aggregate Reactivity, Ministry of Transportation, Ontario, Engineering Materials Report 92, pp. 60 – 69, 1990.
- 47- Magni, E.R., C.A. Rogers, and P.E. Grattan – Bellew, The Influence of the Alkali – Silicate Reaction on Structures in the Vicinity of Sudbury, Ontario, Proceedings of the 7 th International Conference on Alkali – Aggregate Reaction in Concrete, Ottawa, Canada, 1986, Noyes Publications, Park Ridge, NJ, USA, pp. 17 – 22, 1987.
- 48- Mindess, S. and J.C. Gilley, The Staining of Concrete by an Alkali – Aggregate Reaction, Cement and Concrete Research, Vol. 3, No.6, pp. 821 – 828, 1973.
- 49- Morgan, D.R., Examples of Alkali – Aggregate Reactivity in Concrete Structures in Western Canada, Canadian Developments in Testing Concrete Aggregates for Alkali – Aggregate Reactivity, Ministry of Transportation, Ontario, Engineering Materials Report 92, pp. 35 – 49. 1990.
- 50- Oberholster, R.E., Alkali – Aggregate Reaction in South Africa : Some Recent Developments in Research, Proceedings. 8 th International Conference on Alkali – Aggregate Reaction, Kyoto, Japan, pp. 77 – 82, July 1989.
- 51- Ontario Geological Survey, Aggregate Resources Inventory of the Moosonee Area, Ontario Geological Survey, Open File Report 5811, 1991.

-
- 52- Price, G.C., Investigation of Concrete Materials for South Saskatchewan River Dam, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, Proceedings, 61, pp. 1155 – 1179, 1961.
 - 53- Rogers, C.A., Alkali – Aggregate Reactions, Concrete Aggregate Testing, and Problem Aggregates in Ontario : a Review, Ministry of Transportation, Ontario, Engineering Materials Report 31, 5 th ed., October, 1985.
 - 54- Rogers, C.A., Evaluation of the Potential for Expansion and Cracking of Concrete Caused by the Alkali – Carbonate Reaction, Cement, Concrete and Aggregate, CCAGDP, Vol. 8, NO. 1, pp. 13 – 23, Summer, 1986.
 - 55- Rogers, C.A., and R.D. Hooton, Reduction in Mortar and Concrete Expansion with Reactive Aggregates Due to Leaching, Cement, Concrete and Aggregates, CCAGDP, Vol. 13 pp. 42 – 49, 1991.
 - 56- Rogers, C.A., Alkali – Aggregate Reactivity in Canada, Canadian Developments in Testing Concrete Aggregates for Alkali – Aggregate Reactivity, Ministry of Transportation, Ontario, Engineering Materials Report 92, pp. 1-9, 1990. Also Published in Cement and Concrete Composites, Vol. 15, pp. 13 – 19, 1993.
 - 57- Rogers, C.A. and R.D. Hooton, Comparison Between Laboratory and Field Expansion of Alkali – Carbonate Reactive Concrete, Proceedings of the 9th International Conference on alkali – Aggregate Reaction in Concrete, Concrete Society, UK, pp. 877 – 884, 1992.
 - 58- Ryell, J., B. Chojnacki, G.Woda, and Z.D. Koniuszy, The Uhtoff Quarry Alkali – Carbonate Rock Reaction : A Laboratory and Field Performance Study, Transportation Research Board Record 525, pp. 43 – 54, 1974.
 - 59- Sorrentiono, D., J.Y. Clement, and J.M. Goldberg, A New Approach to Characterize the Chemical Reactivity of the Aggregates, Proceedings of the 9 th International Conference on Alkali – Aggregate Reaction in Concrete, Concrete Society, Slough, UK, pp. 1009 – 1016, 1992.

- 60- Stark, D.C., Alkali – Silica Reactivity : Some Reconsiderations, Cement, Concrete and Aggregates, CCAGDP, Vol. 2, pp. 92 – 94, Winter, 1980.
- 61- Stark, D.C., Lithium Salt Admixtures – An Alternative Method to Prevent Expansive Alkali – Silica Reactivity, Proceedings of the 9 th International Conference on Alkali – Aggregate Reaction in Concrete, Concrete Society, Slough, UK, pp. 1017 – 1025, 1992.
- 62- Sturup, V.R., R.D. Hooton, T.G. Clendenning, Durability of Fly Ash Concrete, In Fly Ash, Silica Fume, Slag and Other Mineral By – Products in Concrete, Ed. By V.M. Malhotra, American Concrete Institute, SP – 79, pp. 71 – 86, 1983.
- 63- Swenson, E.G. and J.E. Gillott, Alkali – Carbonate Rock Reaction ; Highway Research Board, Record 45, pp. 21 – 40, 1964.
- 64- Thomas, M.D.A., P.K. Mukherjee, E.J. McColm and M.F. Everitt, Case Histories of AAR in Hydraulic Structures in the UK and Canada, Proceedings International Conference on Concrete Alkali – Aggregate Reactions in Hydroelectric Plants and Dams, Canadian Electrical Association, Montreal, Technical Paper No. 11, 1992.
- 65- Thomas, M.D.A., B.Q. Blackwell, and K. Pettifer, Suppression of Damage from Alkali – Silica Reaction by Fly Ash in Concrete Dams, Proceedings of the 9 th International Conference on Alkali – Aggregate Reaction in Concrete, Concrete Society, Slough, U.K., pp. 1059 – 1066 , 1992.
- 66- Thompson, G.A., Alkali – Aggregate Reactivity Remedial Measures : Mactaquac Intake Structure, International Workshop on Alkali – Aggregate Reactions in Concrete, Halifax, May 1990, Department of Natural Resources, CANMET, Ottawa, Paper 16, 1992.
- 67- Xu, Zhongzi and R.D. Hooton, Migration of Alkali Ions in Mortar Due to Several Mechanisms, Cement and Concrete Research, Vol. 23, pp. 951 – 961, 1993.

٢-٢ مراجع پیوست ٣

- 1- BS 8007 : 1987, British Standard code of Practice for Design of Concrete Structures for Retaining aqueous Liquids
- 2- CIRIA (3) REPORT , 1991

٣-٢ مراجع پیوست ٥

- 1- Barkan, D.D., Dynamics of Bases and Foundations, McGraw – Hill Book Company, New York, 1962, 496 pp.
- 2- Biggs, J.M., Introduction to Structural Dynamics, McGraw – Hill Book Company, New York, 1964, 341 pp.
- 3- Church, A.H., Mechanical Vibrations, John Wiley & Sons, New York, 1963, 432 pp.
- 4- Davis, Calvin V. and Sorensen, Kenneth B., Handbook of Applied Hydraulics, Third Edition, McGraw Hill Book Co., New York 1969.
- 5- “Deterioration and Repair of Above Ground Water Tanks in Ontario, Canada,” Golder Associates and W.M. Slater and Associates, Inc., Ontario Ministry of the Environment, 1987.
- 6- Irish, K, and Walker, W.P., Foundations for Reciprocating Machines, Concrete Publications Limited, London, 1969, 103 pp.
- 7- Karabinis, A. Harry, and Fowler, Timothy J., “Design Considerations for Dynamically Loaded Equipment Foundations,” Foundations for Equipment and Machinery, SP – 78, American Concrete Institute, Detroit, 1982, pp. 61-78.

- 8- Major, A., *Vibration Analysis and Design of Foundations for Machines and Turbines*, Colets, London, 1962, 828 pp.
- 9- Novak, Milos, and Howell, John F., "Torsional Vibration of Pile Foundations", *Proceedings, ASCE, Vol.103, GT4, Apr. 1977, pp.272-285.*
- 10- Novak, Milos, "Vertical Vibration of Floating Piles", *Proceedings, ASCE, V.103, EM1, Feb. 1977, pp. 155-168.*
- 11- Singh, Jogeshwar, P., Donovan, Neville C., and Jobsis, Adrianus C., "Design of Machine Foundations on Piles", *Proceedings, ASCE, Vol. 102, GT8, Aug. 1977, pp. 863-877.*
- 12- Skipp, B.O., Editor, *Vibrations in Civil Engineering*, Butterworhts, London, 1966, 298 pp.
- 13- Verma, Sudhaker P., "Flood Considerations for Sanitary Structures", *Civil Engineering, ASCE, October 1981.*
- 14- Whitman, Robert V., and Richart, Frank E., "Design Procedures for Dynamically Loaded Foundations", *Proceedings, ASCE, V.93, SM6, Nov 1967, pp. 169 – 193.*

In the Name of God
Islamic Republic of Iran
Ministry of Energy
Iran Water Resources Management CO.
Deputy of Research
Office of Standard and Technical Criteria

***General Code Requirements for Design of
Reinforced Concrete in Hydraulic
Structures***