جمهوری اسلامی ایران

سازمان برنامه و بودجه کشور

دستورالعمل طراحی، اجرا و نگهداری روسازی بتنی راه‌ها

ضابطه شماره ۷۳۱

معاونت فنی، امور زیربنایی و تولیدی
امور نظام فنی و اجرایی
nezamfanni.ir

وزارت راه و شهرسازی
شرکت ساخت و توسعه زیربناهای حمل و نقل کشور
مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی
bhrc.ac.ir

۱۳۹۶

باسمه تعالی

ریاست جمهوری
سازمان برنامه و بودجه کشور
رییس سازمان

بخشنامه به دستگاه‌های اجرایی، مهندسان مشاور و پیمانکاران	شماره: ۹۶/۱۵۲۳۹۹۲
	تاریخ: ۱۳۹۶/۰۸/۲۹

موضوع: دستورالعمل طراحی، اجرا و نگهداری روسازی بتنی راه‌ها

در چارچوب نظام فنی و اجرایی یکپارچه کشور موضوع ماده (۳۴) قانون احکام دائمی برنامه‌های توسعه کشور و ماده (۲۳) قانون برنامه و بودجه و مواد (۶) و (۷) آیین‌نامه استانداردهای اجرایی طرح‌های عمرانی- مصوب سال ۱۳۵۲، به پیوست ضابطه شماره ۷۳۱ امور نظام فنی و اجرایی، با عنوان «**دستورالعمل طراحی، اجرا و نگهداری روسازی بتنی راه‌ها**» از نوع گروه دوم ابلاغ می‌شود.

رعایت کامل مفاد این ضابطه از تاریخ ۱۳۹۷/۰۱/۰۱ الزامی است و نشریه شماره ۳۵۴ با عنوان "راهنمای طراحی و اجرای بتن غلتکی در روسازی راههای کشور" فاقد اعتبار خواهد بود. همچنین ضوابط این دستورالعمل نسبت به تجدید نظر دوم ضابطه شماره ۱۰۱ با عنوان "مشخصات فنی و عمومی راه"، ارجح است.

انتخاب ضوابط و معیارها در حدود مشخص شده در این ضابطه، با توجه به شرایط خاص کار مورد نظر می‌باشد. با این وجود در مورد پروژه‌هایی که از محل سرمایه‌گذاری بخش غیر دولتی تامین اعتبار می‌شوند، لازم است حدود انتخابی معیارهای یادشده، به تایید کارفرما برسد.

امور نظام فنی و اجرایی این سازمان دریافت‌کننده نظرات و پیشنهادهای اصلاحی در مورد مفاد این ضابطه بوده و اصلاحات لازم را اعلام خواهد کرد.

محمد باقر نوبخت

اصلاح مدارک فنی

خواننده گرامی

امور نظام فنی و اجرایی معاونت فنی، امور زیربنایی و تولیدی سازمان برنامه و بودجه کشور، با استفاده از نظر کارشناسان برجسته مبادرت به تهیه این ضابطه کرده و آن را برای استفاده به جامعه‌ی مهندسی کشور عرضه نموده است. با وجود تلاش فراوان، این اثـر مصون از ایرادهایی نظیر غلطهای مفهومی، فنی، ابهام، ایهام و اشکالات موضوعی نیست.

از این‌رو، از شما خواننده‌ی گرامی صمیمانه تقاضا دارد در صورت مشاهده هر گونه ایراد و اشکال فنی، مراتب را بصورت زیر گـزارش فرمایید:

۱- **در سامانه مدیریت دانش اسناد فنی و اجرایی (سما) ثبت‌نام فرمایید: sama.nezamfanni.ir**

۲- **پس از ورود به سامانه سما و برای تماس احتمالی، نشانی خود را در بخش پروفایل کاربری تکمیل فرمایید.**

۳- **به بخش نظرخواهی این ضابطه مراجعه فرمایید.**

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

۵- **ایراد مورد نظر را بصورت خلاصه بیان دارید.**

۶- **در صورت امکان متن اصلاح شده را برای جایگزینی ارسال کنید.**

کارشناسان این امور، نظرهای دریافتی را به دقت مطالعه نموده و اقدام مقتضی را معمول خواهند داشت. پیشاپیش از همکـاری و دقت نظر شما قدردانی می‌شود.

نشانی برای مکاتبه: تهران، میدان بهارستان، خیابان صفی علی شاه، مرکز تلفن ۳۳۲۷۱، سازمان برنامـه و بودجـه کشور، امور نظام فنی و اجرایی.

Email: nezamfanni@mporg.ir web: nezamfanni.ir

باسمه‌تعالی

پیشگفتار

استفاده از ضوابط، معیارها و استانداردها در مراحل تهیه طرح، 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 ویژه‌ای برخوردار می‌باشد. نظام فنی و اجرایی کشور به‌کارگیری معیارها، استانداردها و ضوابط فنی در مراحل تهیه و اجرای طرح و نیز توجه لازم به هزینه‌های نگهداری از طرح‌ها را مورد تاکید جدی قرار داده است.

بنا بر مفاد ماده ۳۴ قانون احکام دائمی برنامه‌های توسعه، سازمان برنامه و بودجه متولی نظام فنی و اجرایی یکپارچه کشور است. همچنین طبق ماده ۲۳ قانون برنامه و بودجه، سازمان برنامه و بودجه کشور موظف به تهیه و ابلاغ ضوابط، مشخصات فنی، آئین‌نامه‌ها و استانداردهای مورد نیاز طرح‌های عمرانی کشور می‌باشد. با توجه به تنوع و گستردگی طرح‌های عمرانی، طی سالهای اخیر سعی شده است در تهیه و تدوین این گونه مدارک علمی از مراکز تحقیقاتی و توان فنی دستگاه‌های اجرایی ذیربط استفاده شود. از این‌رو ضابطه شماره ۷۳۱ با عنوان "دستورالعمل طراحی، اجرا و نگهداری روسازی بتنی راه‌ها" با همکاری مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی و شرکت ساخت و توسعه زیربناهای حمل و نقل کشور و همچنین بهره‌مندی از توان علمی و تخصصی جمعی از کارشناسان باتجربه کشور تهیه شده است. در این دستورالعمل ضمن به‌روزآوری نشریه شماره ۳۵۴ با عنوان "راهنمای طراحی و اجرای بتن غلتکی در روسازی راههای کشور"، ضوابط طراحی و اجرای رویه بتنی راه‌ها شرح داده شده است.

یکی از مهمترین مسایل موجود در طراحی و اجرای راه‌های کشور عدم توجه کافی به ضوابط و معیارهای طراحی روسازی و یا استفاده ترکیبی از ضوابط و معیارها، با مآخذ گوناگون بوده که موجب کاهش کیفیت و عمر مفید جاده‌ها و در نتیجه اتلاف سرمایه‌های ملی نیز شده است.

استفاده از رویه مناسب برای ساخت راه، نیاز به مطالعه دقیق شرایط و ملاحظات فنی، اقتصادی و محیطزیستی در کل دوره ساخت و بهره‌برداری دارد و لازم است برای هر پروژه، با بررسی دقیق گزینه‌های مختلف تسطیح و تحکیم و تثبیت، شوسه، آسفالتی، بتنی و بتنی غلتکی، روش روسازی دارای بیشترین توجیه فنی و اقتصادی، انتخاب شود.

علی‌رغم تلاش، دقت و وقت زیادی که برای تهیه این مجموعه صرف گردیده، با این‌حال مطالب آن مصون از وجود اشکال و ابهام نیست؛ بنابراین در راستای تکمیل و پربار شدن این دستورالعمل از کارشناسان و خوانندگان محترم درخواست می‌گردد موارد اصلاحی را به امور نظام فنی و اجرایی سازمان برنامه و بودجه کشور ارسال کنند تا در تجدید نظرهای آتی مورد استفاده قرار گیرد.

کارشناسان سازمان پیشنهادهای دریافت شده را بررسی کرده و در صورت نیاز به اصلاح در متن ضابطه، با همفکری نمایندگان جامعه فنی کشور و کارشناسان مجرب این حوزه، نسبت به تهیه متن اصلاحی، اقدام و از طریق نشانی Nezamfanni.ir برای بهره‌برداری عموم اعلام خواهند کرد. به همین منظور و برای تسهیل در یافتن آخرین ضوابط ابلاغی معتبر، در سمت میانی بالای صفحات ضابطه، تاریخ تدوین مطالب آن صفحه درج شده است که در صورت هرگونه تغییر در مطالب هر یک از صفحات، تاریخ به‌روزرسانی آن نیز اصلاح خواهد شد. از این‌رو همواره مطالب صفحات دارای تاریخ جدیدتر معتبر خواهد بود.

بدین‌وسیله از تلاش و جدیت رئیس و کارشناسان امور نظام فنی و اجرایی، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، شرکت ساخت و توسعه زیربناهای حمل و نقل کشور، مجری محترم پروژه، ناظرین محترم، بخش قیر و آسفالت مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی و همچنین از تمام عزیزان متخصص همکار در امر تهیه و نهایی کردن این ضابطه تشکر و قدردانی می‌شود و از ایزد منان توفیق روز افزون همه این بزرگواران را آرزومند است.

حمیدرضا عدل
معاون فنی، امور زیربنایی و تولیدی
آبان ۱۳۹۶

تهیه و کنترل
" دستور العمل طراحی، اجرا و نگهداری روسازی بتنی راه‌ها"
[ضابطه شماره ۷۳۱]

گروه تهیه کننده:

احمد منصوریان (مجری)	دکترای عمران- راه و ترابری	پژوهشکده حمل و نقل، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی
محسن تدین	دکترای عمران- سازه	انجمن بتن ایران، مهندسین مشاور سیناب غرب
علیرضا خاوندی	دکترای عمران- راه و ترابری	دانشگاه زنجان
جواد سوداگری	دکترای عمران- راه و ترابری	مهندسین مشاور زمین پایه
محمود عامری	دکترای عمران- راه و ترابری	دانشگاه علم و صنعت ایران
علی عبدی	دکترای عمران- راه و ترابری	دانشگاه بین‌المللی امام خمینی
کیوان بمانا	کارشناس ارشد عمران- راه و ترابری	مهندسین مشاور رهاب سازه تدبیر

گروه نظارت:

مهندسین مشاور گذرراه (ناظر حقوقی):

مهندس محمد توسلی حجتی

مهندس رضا مفیدی ذاتی

مهندس زهرا ایمانی کلوری

قاسم فرجی	کارشناس ارشد راه و ترابری	شرکت ساخت و توسعه زیربناهای حمل و نقل کشور

گروه نهایی‌سازی:

برهان رستمی	مهندسی عمران	مهندسین مشاور راه‌یاب ملل
امیرمازیار رییس‌قاسمی	کارشناس ارشد عمران	مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی
محمدحسین افتخار	کارشناس ارشد عمران- خاک و پی	انستیتو مصالح ساختمانی دانشگاه تهران
قاسم باقری چنار	کارشناس ارشد عمران- مدیریت ساخت	مهندسین مشاور راه‌یاب ملل
سمیه ستاری	کارشناس ارشد عمران- راه و ترابری	مهندسین مشاور راه‌یاب ملل
علیرضا توتونچی	کارشناس ارشد عمران – حمل و نقل	سازمان برنامه و بودجه کشور

گروه هدایت و راهبری:

محمد ریاحی	معاون برنامه‌ریزی	شرکت ساخت و توسعه زیربناهای حمل و نقل کشور
اردشیر گروسی	معاون سابق برنامه‌ریزی	شرکت ساخت و توسعه زیربناهای حمل و نقل کشور
مهدی مهری	مشاور معاون ساخت و توسعه آزاد راه ها و سرپرست دفتر مدیریت کنترل پروژه و امور پیمان	شرکت ساخت و توسعه زیربناهای حمل و نقل کشور
محمد منجمی	معاون دفتر فنی معاونت برنامه‌ریزی	شرکت ساخت و توسعه زیربناهای حمل و نقل کشور
فاطمه افتخاری	رئیس گروه مطالعات روشهای نوین اجرایی	شرکت ساخت و توسعه زیربناهای حمل و نقل کشور
میثم خلخالی	کارشناس ارشد دفتر فنی معاونت برنامه‌ریزی	شرکت ساخت و توسعه زیربناهای حمل و نقل کشور
علیرضا توتونچی	معاون امور نظام فنی و اجرایی	سازمان برنامه و بودجه کشور
طاهر فتح‌اللهی	رییس‌گروه امور نظام فنی و اجرایی	سازمان برنامه و بودجه کشور

فهرست مطالب

عنوان **صفحه**

فصل اول- کلیات ۱

۱-۱- مقدمه ۳

۱-۲- تعریف ۴

۱-۳- هدف از روسازی ۴

۱-۴- عملکرد روسازی ۴

۱-۴-۱- مقاومت در مقابل تنش ۴

۱-۴-۲- کاهش تنش برای لایه‌های زیرین ۴

۱-۵- انواع روسازی ۵

۱-۵-۱- روسازی انعطاف‌پذیر یا آسفالتی ۵

۱-۵-۲- روسازی سخت (بتنی) ۶

۱-۵-۲-۱- روسازی بتنی ساده درزدار (JPCP) ۷

۱-۵-۲-۲- روسازی بتنی مسلح درزدار (JRCP) ۱۰

۱-۵-۲-۳- روسازی بتنی مسلح پیوسته (CRCP) ۱۲

۱-۵-۲-۴- روسازی بتنی پیش‌تنیده ۱۴

۱-۵-۲-۵- روسازی بتنی پیش‌ساخته ۱۵

۱-۵-۲-۶- روسازی بتن غلتکی ۱۷

۱-۵-۲-۷- روسازی بتنی نفوذپذیر ۲۱

۱-۵-۲-۸- روسازی‌های بتنی حاوی الیاف (بتن الیافی) ۲۲

۱-۵-۲-۹- روسازی‌های بتنی حاوی گوگرد (بتن گوگردی) ۲۴

۱-۵-۲-۱۰- روسازی بلوکی بتنی ۲۶

۱-۵-۳- روسازی مختلط (ترکیبی) ۲۹

۱-۶- مزایا و معایب هر یک از انواع روسازی بتنی و ترکیبی ۳۱

۱-۷- مستندسازی ۳۳

فصل دوم- طراحی ۳۵

۲-۱- طراحی روسازی بتنی ساده درزدار (JPCP) ۳۷

۲-۱-۱- مقدمه ۳۷

۲-۱-۲- عوامل مؤثر در طرح روسازی ۳۷

۲-۱-۲-۱- عمر روسازی ۳۷

۲-۱-۲-۱-۱- عمر طراحی (دوره تحلیل) ۳۷

۲-۱-۲-۱-۲- عمر بهره‌برداری ۳۸
۲-۱-۲-۲- ترافیک ۳۸
۲-۱-۲-۲-۱- حجم ترافیک ۳۹
۲-۱-۲-۲-۲- نوع وسایل نقلیه، نوع محور و وزن آنها ۳۹
۲-۱-۲-۲-۳- رشد سالانه انواع وسایل نقلیه ۴۱
۲-۱-۲-۲-۴- محور هم‌ارز ۴۱
۲-۱-۲-۲-۵- محاسبه تعداد کل محور هم‌ارز عبوری در دوره طرح ۴۵
۲-۱-۲-۳- قابلیت اطمینان و انحراف معیار ۴۸
۲-۱-۲-۴- نشانه خدمت‌دهی روسازی ۵۰
۲-۱-۲-۴-۱- تأثیر رطوبت (تورم ناشی از جذب رطوبت) ۵۱
۲-۱-۲-۴-۲- تأثیر یخبندان (تورم ناشی از یخبندان) ۵۵
۲-۱-۲-۵- مشخصات فنی مصالح ۵۹
۲-۱-۲-۵-۱- ضریب برجهندگی مصالح بستر و زیراساس و ضریب عکس‌العمل مؤثر بستر ۵۹
۲-۱-۲-۵-۲- ضریب الاستیسیته بتن (Ec) ۷۰
۲-۱-۲-۵-۳- ضریب گسیختگی بتن (Sc) ۷۱
۲-۱-۲-۶- ضریب زهکشی ۷۲
۲-۱-۲-۷- ضریب انتقال بار (J) ۷۲
۲-۱-۳- محاسبه ضخامت روسازی بتنی ساده درزدار ۷۳
۲-۱-۴- طراحی درز در روسازی‌های بتنی ساده درزدار ۷۶
۲-۱-۴-۱- فاصله درزها در روسازی‌های بتنی ساده درزدار ۷۹
۲-۱-۴-۲- الگوی درز در روسازی‌های بتنی ساده درزدار ۷۹
۲-۱-۴-۳- ابعاد درز در روسازی‌های بتنی ساده درزدار ۸۰
۲-۱-۵- طراحی ناحیه انتقال ۸۳
۲-۱-۵-۱- ناحیه انتقال بین روسازی بتنی ساده درزدار (JPCP) و روسازی آسفالتی (AC) ۸۳
۲-۱-۵-۲- ناحیه انتقال بین روسازی بتنی ساده درزدار (JPCP) و روسازی مسلح پیوسته (CRCP) ۸۵
۲-۱-۵-۳- ناحیه انتقال بین روسازی بتنی ساده درزدار (JPCP) و دال دسترسی پل ۸۵
۲-۱-۶- مثال طراحی برای روسازی بتنی ساده درزدار ۸۵
۲-۲- طراحی روسازی بتنی مسلح پیوسته (CRCP) ۸۷
۲-۲-۱- مقدمه ۸۷
۲-۲-۲- محاسبه ضخامت روسازی بتنی مسلح پیوسته ۸۸
۲-۲-۳- طراحی میلگرد برای روسازی‌های بتنی مسلح پیوسته ۸۸
۲-۲-۳-۱- طراحی میلگرد عرضی روسازی‌های بتنی مسلح پیوسته ۸۹
۲-۲-۳-۲- طراحی میلگرد طولی روسازی‌های بتنی مسلح پیوسته ۹۰
۲-۲-۳-۲-۱- مقاومت کششی بتن ۹۰

۲-۲-۳-۲-۲- انقباض بتن ۹۰
۲-۲-۳-۲-۳- ضریب انبساط حرارتی بتن ۹۱
۲-۲-۳-۲-۴- میلگرد ۹۱
۲-۲-۳-۲-۵- ضریب انبساط حرارتی فولاد ۹۲
۲-۲-۳-۲-۶- افت دمای طراحی ۹۲
۲-۲-۳-۲-۷- تنش کششی ناشی از بار چرخ ۹۳
۲-۲-۳-۲-۸- معیارهای حدی ۹۴
۲-۲-۴- طراحی درز در روسازی‌های بتنی مسلح پیوسته ۱۰۱
۲-۲-۴-۱- درز انقباض طولی در روسازی‌های بتنی مسلح پیوسته ۱۰۱
۲-۲-۴-۲- درز اجرایی طولی در روسازی‌های بتنی مسلح پیوسته ۱۰۲
۲-۲-۴-۳- درز اجرایی عرضی در روسازی‌های بتنی مسلح پیوسته ۱۰۳
۲-۲-۵- طراحی ناحیه انتقال ۱۰۳
۲-۲-۵-۱- ناحیه انتقال بین روسازی بتنی مسلح پیوسته (CRCP) و روسازی آسفالتی (AC) ۱۰۴
۲-۲-۵-۲- ناحیه انتقال بین روسازی بتنی مسلح پیوسته (CRCP) و روسازی بتنی ساده درزدار (JPCP) ۱۰۷
۲-۲-۵-۳- ناحیه انتقال بین روسازی بتنی مسلح پیوسته (CRCP) و دال دسترسی پل ۱۱۰
۲-۲-۵-۴- ناحیه انتقال بین روسازی بتنی مسلح پیوسته (CRCP) جدید با روسازی بتنی مسلح پیوسته (CRCP) موجود ۱۱۰
۲-۲-۵-۵- مهار ابتدا و انتهای روسازی‌های بتنی مسلح پیوسته (CRCP) ۱۱۱
۲-۲-۶- مثال طراحی برای روسازی بتنی مسلح پیوسته ۱۱۲
۲-۳- طراحی روسازی مختلط (ترکیبی) ۱۱۶
۲-۴- طراحی روسازی بتنی پیش‌تنیده ۱۱۸
۲-۴-۱- مقدار پیش‌تنیدگی ۱۱۸
۲-۴-۲- افت پیش‌تنیدگی ۱۱۹
۲-۴-۳- فاصله بین کابل‌ها در روسازی‌های بتنی پیش‌تنیده ۱۱۹
۲-۵- طراحی روسازی بتن غلتکی ۱۲۰
۲-۵-۱- مقدمه ۱۲۰
۲-۵-۲- طراحی روسازی بتن غلتکی راه‌ها به روش گروه مهندسان ارتش ایالات متحده آمریکا (USACE) ۱۲۰
۲-۵-۲-۱- ترافیک ۱۲۰
۲-۵-۲-۲- شاخص طراحی (DI) ۱۲۲
۲-۵-۲-۳- تعیین ضخامت روسازی ۱۲۲
۲-۵-۲-۴- مقاومت بستر و زیراساس ۱۲۳
۲-۵-۲-۵- طراحی روسازی بتن غلتکی به‌صورت چند لایه ۱۲۶
۲-۵-۳- طراحی روسازی بتن غلتکی به روش انجمن سیمان پرتلند (PCA) ۱۲۷
۲-۵-۴- طراحی روسازی بتن غلتکی راه‌ها به روش ACI ۱۲۷

۲-۵-۵- طراحی روسازی بتن غلتکی راه‌ها به روش آشتو ۱۳۰
۲-۵-۶- انتخاب روش مناسب برای طراحی روسازی بتن غلتکی ۱۳۱
۲-۵-۷- خصوصیات مقاومتی بتن غلتکی ۱۳۳
۲-۵-۷-۱- مقاومت فشاری ۱۳۳
۲-۵-۷-۲- مقاومت خمشی (ضریب گسیختگی) ۱۳۳
۲-۵-۷-۳- ضریب الاستیسیته ۱۳۳
۲-۵-۷-۴- مقاومت خستگی ۱۳۴
۲-۵-۷-۵- مقاومت چسبندگی بین لایه‌های بتن غلتکی ۱۳۴
۲-۵-۷-۶- مقاومت در برابر یخبندان و ذوب یخ ۱۳۴
۲-۵-۸- طراحی درز در روسازی‌های بتن غلتکی ۱۳۴
۲-۵-۸-۱- انتقال بار (بازدهی درز) ۱۳۴
۲-۵-۸-۲- درزهای اجرایی طولی و عرضی ۱۳۵
۲-۵-۸-۳- درزهای انقطاع و انبساط ۱۳۶
۲-۶- زهکشی در روسازی‌های بتنی ۱۳۷

فصل سوم- اجرا ۱۳۹
۳-۱- بستر روسازی ۱۴۱
۳-۱-۱- آماده‌سازی بستر در خاکریزی‌ها ۱۴۱
۳-۱-۲- آماده‌سازی بستر در خاکبرداری‌ها ۱۴۲
۳-۱-۳- آماده‌سازی بستر در راه‌های موجود ۱۴۳
۳-۱-۴- تراکم بستر روسازی راه ۱۴۳
۳-۱-۵- کنترل سطح بستر روسازی راه ۱۴۴
۳-۲- زیراساس ۱۴۴
۳-۲-۱- زیراساس سنگ‌دانه‌ای ۱۴۵
۳-۲-۲- زیراساس تثبیت شده با سیمان ۱۴۷
۳-۲-۲-۱- مصالح سنگی ۱۴۸
۳-۲-۲-۲- سیمان ۱۵۰
۳-۲-۲-۳- آب ۱۵۰
۳-۲-۲-۴- اجرای زیراساس تثبیت شده با سیمان ۱۵۱
۳-۲-۳- زیراساس از نوع بتن مگر ۱۵۷
۳-۲-۳-۱- سنگ‌دانه ریز (ماسه) ۱۵۷
۳-۲-۳-۲- سنگ‌دانه درشت (شن) ۱۵۷
۳-۲-۳-۳- سیمان ۱۵۷
۳-۲-۳-۴- آب ۱۵۷

۳-۲-۳-۵- مواد افزودنی ۱۵۷
۳-۲-۳-۶- طرح مخلوط ۱۵۷
۳-۲-۳-۷- اجرای بتن مگر ۱۵۸
۳-۲-۴- زیراساس بتنی نفوذپذیر ۱۵۸
۳-۲-۴-۱- سنگ‌دانه ۱۵۸
۳-۲-۴-۲- سیمان و آب ۱۵۹
۳-۲-۴-۳- طرح مخلوط ۱۵۹
۳-۲-۴-۴- اجرای زیراساس بتنی نفوذپذیر ۱۵۹
۳-۲-۵- زیراساس قیری نفوذپذیر ۱۶۰
۳-۲-۵-۱- سنگ‌دانه ۱۶۰
۳-۲-۵-۲- قیر ۱۶۱
۳-۲-۵-۳- اجرای زیراساس قیری نفوذپذیر ۱۶۱
۳-۲-۶- زیراساس قیری (آسفالتی) ۱۶۲
۳-۲-۷- پیوندزدا ۱۶۲
۳-۳- اجرای رویه بتنی ساده درزدار و مسلح پیوسته ۱۶۵
۳-۳-۱- سیمان ۱۶۵
۳-۳-۱-۱- کلیات ۱۶۵
۳-۳-۱-۲- تواتر نمونه‌برداری از سیمان پرتلند ۱۶۶
۳-۳-۱-۳- ضوابط پذیرش سیمانهای پرتلند ۱۶۶
۳-۳-۱-۴- ضوابط بسته‌بندی، حمل و نقل، انبارکردن و مصرف سیمان‌های کیسه‌ای ۱۶۸
۳-۳-۱-۵- ضوابط انبارکردن و مصرف سیمان‌های فله ۱۶۹
۳-۳-۲- مصالح سنگی ۱۷۰
۳-۳-۲-۱- کلیات ۱۷۰
۳-۳-۲-۲- سنگ‌دانه ریز (ماسه) ۱۷۰
۳-۳-۲-۳- سنگ‌دانه درشت (شن) ۱۷۲
۳-۳-۲-۴- ضوابط بارگیری، حمل و نقل، انبارکردن و مصرف سنگ‌دانه ۱۷۶
۳-۳-۳- آب ۱۷۷
۳-۳-۴- مواد افزودنی و مواد مکمل (جایگزین) سیمان ۱۷۹
۳-۳-۵- طرح مخلوط بتن ۱۸۰
۳-۳-۵-۱- ضوابط ویژه برای افزایش دوام در شرایط محیطی مختلف ۱۸۱
۳-۳-۵-۱-۱- انواع شرایط محیطی ۱۸۱
۳-۳-۵-۱-۲- استفاده از مواد حباب‌ساز ۱۸۲
۳-۳-۵-۱-۳- محدودیت نسبت آب به سیمان، حداقل مقاومت و حداقل مقدار سیمان ۱۸۳
۳-۳-۵-۱-۴- مقدار مجاز سولفات‌ها در بتن ۱۸۳

۳-۳-۵-۱-۵- مقدار مجاز یون کلرید در بتن ۱۸۴
۳-۳-۵-۱-۶- پوشش بتنی روی میلگردها ۱۸۴
۳-۳-۶- ضوابط پذیرش بتن در کارگاه ۱۸۴
۳-۳-۶-۱- کلیات ۱۸۴
۳-۳-۶-۲- آزمونه و نمونه‌برداری بتن‌های مصرفی در کارگاه ۱۸۵
۳-۳-۶-۳- تواتر نمونه‌برداری از بتن ۱۸۵
۳-۳-۶-۴- ارزیابی مقاومت بتن ساخته‌شده ۱۸۵
۳-۳-۶-۵- آزمونه‌های کارگاهی ۱۸۶
۳-۳-۷- میلگرد ۱۸۷
۳-۳-۷-۱- تواتر نمونه‌برداری میلگردهای مصرفی ۱۸۷
۳-۳-۷-۲- مشخصات هندسی میلگردها ۱۸۷
۳-۳-۷-۳- مشخصات مکانیکی میلگردها ۱۸۸
۳-۳-۸- عملیات اجرایی رویه بتنی ساده درزدار و مسلح پیوسته ۱۸۹
۳-۳-۸-۱- میلگردگذاری ۱۸۹
۳-۳-۸-۱-۱- میلگردهای انتقال بار (داول‌بارها) در روسازی‌های ساده درزدار ۱۸۹
۳-۳-۸-۱-۲- میلگردهای دوخت (تای بار) ۱۹۱
۳-۳-۸-۱-۳- میلگردهای روسازی بتنی مسلح پیوسته ۱۹۲
۳-۳-۸-۲- اختلاط بتن ۱۹۳
۳-۳-۸-۳- حمل بتن ۱۹۵
۳-۳-۸-۳-۱- ناوه شیب‌دار (شوت) ۱۹۵
۳-۳-۸-۳-۲- کامیون فاقد همزن ۱۹۶
۳-۳-۸-۳-۳- کامیون مخلوط‌کن (تراک میکسر) ۱۹۶
۳-۳-۸-۴- بتن‌ریزی و تراکم ۱۹۷
۳-۳-۸-۵- پرداخت بتن ۱۹۹
۳-۳-۸-۶- ایجاد بافت ۱۹۹
۳-۳-۸-۷- عمل‌آوری ۲۰۰
۳-۳-۸-۸- باز کردن قالب‌ها ۲۰۲
۳-۳-۸-۹- اجرای درز ۲۰۲
۳-۳-۸-۹-۱- کلیات ۲۰۲
۳-۳-۸-۹-۲- اجرای درزهای انقباضی (عرضی و طولی) ۲۰۳
۳-۳-۸-۹-۳- اجرای درزهای ساخت (درزهای اجرایی) ۲۰۴
۳-۳-۸-۹-۴- اجرای درزهای انبساط/ انقطاع ۲۰۶
۳-۳-۸-۹-۵- درزگیری ۲۰۸
۳-۳-۸-۱۰- عبور و مرور وسایل نقلیه از روسازی بتنی ۲۱۰

۳-۳-۸-۱۱- کنترل ضخامت، مقاومت فشاری و همواری رویه بتنی ۲۱۰
۳-۳-۸-۱۱-۱- کنترل کیفیت در هنگام اجرا ۲۱۱
۳-۳-۸-۱۱-۲- کنترل کیفیت پس از ساخت ۲۱۱
۳-۳-۹- اجرای قطعه آزمایشی ۲۱۲
۳-۳-۱۰- تجهیزات و ماشین‌آلات ساخت روسازی بتنی ساده درزدار و مسلح پیوسته ۲۱۲
۳-۳-۱۰-۱- مقدمه ۲۱۲
۳-۳-۱۰-۲- ماشین آلات تسطیح و تراکم ۲۱۳
۳-۳-۱۰-۳- ماشین‌آلات حمل و جابجایی بتن ۲۱۴
۳-۳-۱۰-۳-۱- کامیون‌های فاقد همزن ۲۱۴
۳-۳-۱۰-۳-۲- کامیون‌های همزن ۲۱۵
۳-۳-۱۰-۳-۳- کامیون‌های مخلوط‌کن ۲۱۶
۳-۳-۱۰-۴- تجهیزات جای‌گذاری میلگرد و بتن‌ریزی ۲۱۷
۳-۳-۱۰-۴-۱- تجهیزات جای‌گذاری میلگردها ۲۱۷
۳-۳-۱۰-۴-۲- تجهیزات پخش و اجرای بتن ۲۲۰
۳-۳-۱۰-۴-۲-۱- تجهیزات اجرای رویه بتنی با قالب لغزنده ۲۲۰
۳-۳-۱۰-۴-۲-۲- تجهیزات اجرای رویه بتنی با قالب ثابت ۲۲۶
۳-۳-۱۰-۵- تجهیزات پرداخت روسازی بتنی ۲۲۹
۳-۳-۱۰-۶- تجهیزات ایجاد بافت روی روسازی بتنی ۲۳۵
۳-۳-۱۰-۶-۱- تجهیزات بافت ریز ۲۳۵
۳-۳-۱۰-۶-۲- تجهیزات بافت درشت ۲۳۶
۳-۳-۱۰-۷- تجهیزات عمل‌آوری بتن ۲۳۷
۳-۳-۱۰-۸- تجهیزات برش درز ۲۳۸
۳-۳-۱۰-۹- تجهیزات درزگیری ۲۴۰
۳-۴- اجرای روسازی‌های ترکیبی (آسفالت گرم روی دال بتنی) ۲۴۱
۳-۵- اجرای روسازی‌های بتن غلتکی ۲۴۳
۳-۵-۱- آماده‌سازی بستر، زیراساس و اساس ۲۴۳
۳-۵-۲- خصوصیات مصالح مورد استفاده برای ساخت بتن غلتکی ۲۴۳
۳-۵-۲-۱- سیمان ۲۴۳
۳-۵-۲-۲- سنگ‌دانه ۲۴۴
۳-۵-۲-۳- آب ۲۴۶
۳-۵-۲-۴- افزودنی‌های شیمیایی ۲۴۶
۳-۵-۳- طرح مخلوط بتن غلتکی ۲۴۶
۳-۵-۳-۱- طرح مخلوط بتن غلتکی به روش تراکم خاک ۲۴۷
۳-۵-۳-۲- طرح مخلوط بتن غلتکی به روش حجم بهینه خمیر ۲۴۹

۳-۵-۴- اختلاط بتن غلتکی در کارخانه مرکزی ۲۵۲
۳-۵-۵- حمل بتن غلتکی از محل تولید تا محل پروژه ۲۵۳
۳-۵-۶- پخش بتن غلتکی ۲۵۴
۳-۵-۷- تراکم بتن غلتکی ۲۵۶
۳-۵-۸- ایجاد درز اجرایی در روسازی بتن غلتکی ۲۵۸
۳-۵-۸-۱- ایجاد درز اجرایی طولی ۲۵۸
۳-۵-۸-۲- ایجاد درز اجرایی عرضی ۲۶۰
۳-۵-۹- عمل‌آوری روسازی بتن غلتکی ۲۶۱
۳-۵-۱۰- ایجاد درزهای انقباضی ۲۶۱
۳-۵-۱۱- ایجاد درزهای انقطاع و انبساط ۲۶۱
۳-۵-۱۲- درزگیری ۲۶۱
۳-۵-۱۳- کنترل ضخامت، مقاومت فشاری و همواری بتن غلتکی ۲۶۱
۳-۵-۱۳-۱- کنترل کیفیت در هنگام اجرا ۲۶۱
۳-۵-۱۳-۲- کنترل کیفیت پس ازساخت ۲۶۲
۳-۵-۱۴- عبور وسایل نقلیه از روی روسازی بتن غلتکی ۲۶۲
۳-۵-۱۵- اجرای آسفالت گرم روی بتن غلتکی ۲۶۳
۳-۵-۱۶- اجرای قطعه آزمایشی ۲۶۴

فصل چهارم- نگهداری ۲۶۵
۴-۱- مقدمه ۲۶۷
۴-۲- انواع خرابی روسازی‌های بتنی ۲۶۷
۴-۲-۱- آسیب دیدگی درزگیر ۲۶۸
۴-۲-۲- بیرون پریدگی ۲۶۹
۴-۲-۳- پایین افتادگی شانه ۲۷۰
۴-۲-۴- پلکانی شدن ۲۷۰
۴-۲-۵- ترک‌خوردگی ریز سطحی/ شن‌زدگی ۲۷۱
۴-۲-۶- خردشدگی گوشه ۲۷۲
۴-۲-۷- خردشدگی درز ۲۷۳
۴-۲-۸- ترک‌خوردگی انقباضی ۲۷۵
۴-۲-۹- ترک‌خوردگی خطی (ترک‌های طولی، عرضی و قطری) ۲۷۵
۴-۲-۱۰- ترک‌خوردگی دوام (نوع "D") ۲۷۷
۴-۲-۱۱- ترکیدگی/ کمانش ۲۷۸
۴-۲-۱۲- تقسیم دال ۲۷۹
۴-۲-۱۳- شکستگی گوشه ۲۸۰

۴-۲-۱۴- سوراخ شدگی ۲۸۱
۴-۲-۱۵- گذرگاه راه‌آهن ۲۸۳
۴-۲-۱۶- صیقلی‌شدن دانه‌ها ۲۸۳
۴-۲-۱۷- مکش (پامپینگ) ۲۸۳
۴-۲-۱۸- وصله کاری در سطح وسیع (بیشتر از ۰/۵ مترمربع) و کنده‌کاری ۲۸۴
۴-۲-۱۹- وصلهٔ کوچک (کمتر از ۰/۵ مترمربع) ۲۸۵
۴-۳- اقدامات ترمیمی در روسازی‌های بتنی ۲۸۶
۴-۳-۱- درزگیری مجدد درزها و ترک‌ها ۲۸۶
۴-۳-۱-۱- تصمیم‌گیری درخصوص درزگیری مجدد ۲۸۶
۴-۳-۱-۲- اجرای عملیات درزگیری مجدد درزها و ترک‌ها ۲۹۱
۴-۳-۲- وصله پاره عمقی ۲۹۲
۴-۳-۳- وصله عمقی ۲۹۶
۴-۳-۴- تقویت با میلگردهای انتقال بار ۳۰۲
۴-۳-۵- دوخت متقاطع ۳۰۶
۴-۳-۶- سایش سطح روسازی ۳۰۹
۴-۳-۷- شیارزدن سطح روسازی ۳۱۲
۴-۳-۸- تثبیت دال ۳۱۴
۴-۳-۹- بالاآوردن دال ۳۱۸
۴-۴- روکش روسازی‌های بتنی ساده درزدار و مسلح پیوسته ۳۱۹
۴-۴-۱- روکش‌های بتنی ۳۲۱
۴-۴-۱-۱- روکش‌های بتنی چسبنده ۳۲۱
۴-۴-۱-۱-۱- طراحی ضخامت روکش بتنی چسبنده ۳۲۲
۴-۴-۱-۱-۲- ملاحظات اجرایی مربوط به روکش‌های بتنی چسبنده ۳۳۴
۴-۴-۱-۲- روکش‌های بتنی غیرچسبنده ۳۳۶
۴-۴-۱-۲-۱- طراحی ضخامت روسازی بتنی غیرچسبنده ۳۳۸
۴-۴-۱-۲-۲- ملاحظات اجرایی مربوط به روکشهای بتنی غیرچسبنده ۳۴۰
۴-۴-۲- روکش آسفالتی روسازی‌های بتنی ساده درزدار و مسلح پیوسته ۳۴۱
۴-۴-۲-۱- روکش آسفالتی برای دال‌های بتنی شکسته‌شده ۳۴۲
۴-۴-۲-۲- روکش آسفالتی برای دال‌های بتنی ساده درزدار و مسلح پیوسته ۳۴۹
۴-۴-۲-۳- ملاحظات اجرایی مربوط به روکش‌های آسفالتی ۳۵۴

مراجع ۳۵۷

پیوست‌ها

پیوست ۱: طراحی روسازی بتنی راه‌ها به روش PCA پ-۳

پیوست ۲: نمونه طرح مخلوط بتن روسازی بتنی به روش ACI و روش ملی پ-۵۲
پیوست ۳: استانداردهای مشخصات و آزمایش‌های مصالح روسازی بتنی پ-۸۰
پیوست ۴: چک‌لیست کنترل کیفیت مخلوط بتن پ-۸۹
پیوست ۵: چک‌لیست‌های عملیات نگهداری روسازی‌های بتنی ساده‌درزدار و مسلح پیوسته پ-۹۲
پیوست ۶: تبدیل آحاد پ-۱۰۲

فصل اول

کلیات

۱-۱- مقدمه

هدف از رو سازی راه ایجاد یک سطح صاف و هموار و در عین حال با ایمنی کافی برای کاربران راه ا ست. با گذ شت زمان و پیشرفت علم، روش‌ها، مصالح و فرآیندهای جدیدی برای طراحی، اجرا و نگهداری روسازی‌ها پیشنهاد شده است. در ک شور ایران به دلایلی از جمله فراوانی قیر، آ شنایی بی شتر د ست اندرکاران عملیات راه سازی با رو سازی آ سفالتی و همچنین وجود ضوابط فنی در کشور، غالب روسازی راهها از نوع آسفالتی است. افزایش قیمت قیر طی چند سال گذشته و در نتیجه افزایش قیمت تمام شده رو سازی آ سفالتی، مازاد تولید سیمان و از طرفی طول عمر بی شتر رو سازی بتنی نسبت به رو سازی آ سفالتی (بر ا ساس تجارب ک شورهای مختلف)، سبب شده ا ست متولیان امور راه سازی ا ستفاده از روسازی بتنی را به‌عنوان گزینه‌ای در کنار روسازی آسفالتی مطرح نمایند. به‌طور کلی برای انتخاب نوع روسازی برای هر پروژه باید ارزیابی دقیقی از شرایط آن پروژه انجام شود. از جمله معیارهایی که برای انتخاب نوع روسازی باید مد نظر قرار گیرند، عبارتند از:

- عمر طراحی روسازی؛
- شرایط ترافیکی؛
- خصوصیات خاک بستر؛
- شرایط آب و هوایی؛
- وضعیت روسازی موجود و نوع آن؛
- در دسترس بودن مصالح؛
- قابلیت بازیافت؛
- قابلیت نگهداری و تعمیر؛
- قابلیت ساخت؛
- مقایسه هزینه‌ها (هزینه چرخه عمر).

۱-۲- تعریف

روسازی راه سازه‌ای است که روی آخرین لایه متراکم شده خاک زمین طبیعی موجود یا اصلاح شده، خاکریزی‌ها، یا کف برش‌های خاکی و یا سنگی که به‌طور کلی بستر روسازی[1] نامیده می‌شوند، قرار می‌گیرد.

۱-۳- هدف از روسازی

زمین طبیعی، بستر خاکریزی‌های آماده شده راه، کف برش‌های خاکی و یا سنگی، حتی در شرایط کاملاً متراکم و خوب دانه‌بندی شده، مقاومت کافی برای تحمل بارهای وارده از چرخ خودرو را در شرایط متغیر جوی ندارد. بارگذاری این گونه خاک‌ها موجب شکست برشی و ایجاد تغییر شکل‌های دائم بیش از اندازه برای آنها می‌شود.

روسازی، از بروز و ظهور آسیب دیدگی‌های فوق جلوگیری نموده و عبور و مرور راحت، سریع، مطمئن، ایمن و بدون گرد و غبار را در یک سطح هموار فراهم می‌کند.

۱-۴- عملکرد روسازی

نحوه کلی عملکرد و توزیع بار در روسازی در شکل (۱-۱) نشان داده شده است. در این شکل، بار وسیله نقلیه، توسط چرخ در سطح تماس تقریباً دایره‌ای شکل، به سطح روسازی وارد می‌شود. شدت تنش وارده در نقاط واقع در سطح زیر بار حداکثر بوده و با افزایش فاصله از این سطح، کاهش می‌یابد. اگر فشار قائم در سطح تماس با راه، P_0 باشد، ضخامت لایه‌های روسازی و کیفیت مقاومتی آنها طوری انتخاب می‌شود که بار چرخ هر چه بیشتر توزیع و گسترده شده تا حداکثر شدت تنش در سطح بستر روسازی به مقدار P_1 کاهش یابد و به این ترتیب خاک بستر بتواند با تغییر شکل مجاز، آن را تحمل کند. عملکرد سیستم روسازی و کیفیت هر یک از لایه‌های آن به شرح زیر می‌باشد:

۱-۴-۱- مقاومت در مقابل تنش

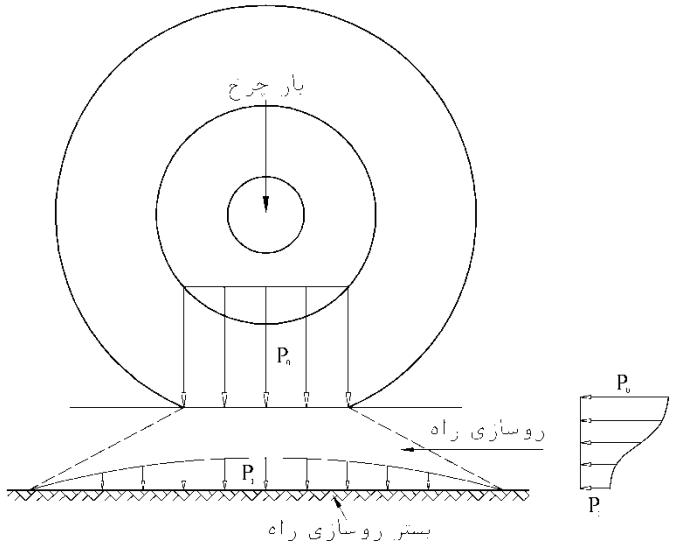
هر یک از لایه‌ها باید در برابر تنش‌های وارده، بدون آن‌که تغییر شکل بیش از اندازه در آن به‌وجود آید، مقاومت کند.

۱-۴-۲- کاهش تنش برای لایه‌های زیرین

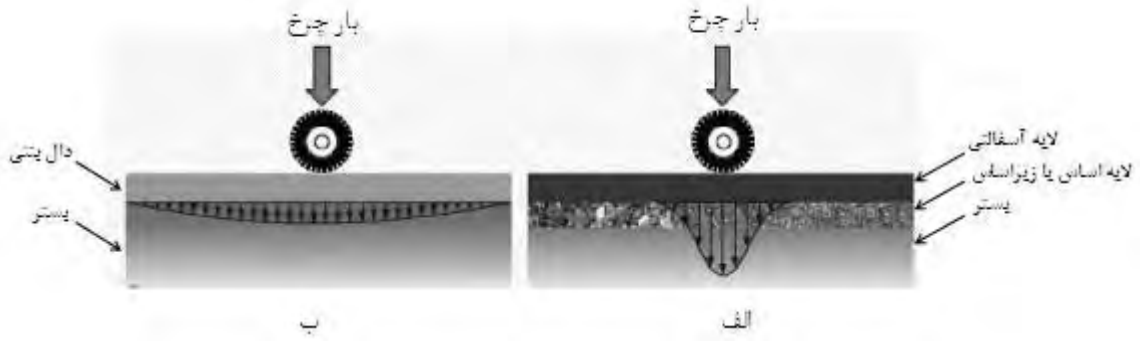
هریک از لایه‌ها باید بتواند تنش‌ها را تا میزان قابل تحمل برای لایه‌هایی که در زیر آن قرار گرفته، کاهش دهد. با توجه به شکل (۱-۱) و بر اساس عملکرد و رفتار سازه روسازی می‌توان روسازی راه را از چندین لایه با مقاومت و مرغوبیت متفاوت طرح کرد به نحوی که از مصالح با مرغوبیت و مقاومت بیشتر در لایه‌های بالاتر و مصالح با مرغوبیت و مقاومت کمتر در لایه‌های پایین‌تر (که میزان تنش در آنها کمتر است)، استفاده شود. همان‌طور که در شکل (۱-۲)

1- Subgrade

مشاهده می‌شود در روسازی‌های آسفالتی بارهای وارده بدون گسترش زیاد و در یک سطح نسبتاً کوچک به خاک بستر منتقل می‌شود در حالی که در روسازی‌های بتنی، بار وارده بدون تغییر شکل زیاد دال بتنی در یک سطح نسبتاً وسیع به خاک بستر منتقل می‌گردد.



شکل ۱-۱- توزیع فشار بار چرخ در لایه‌های روسازی



شکل ۱-۲- مقایسه نحوه توزیع بار چرخ در روسازی‌ها (الف- آسفالتی و ب- بتنی)

۱-۵- انواع روسازی

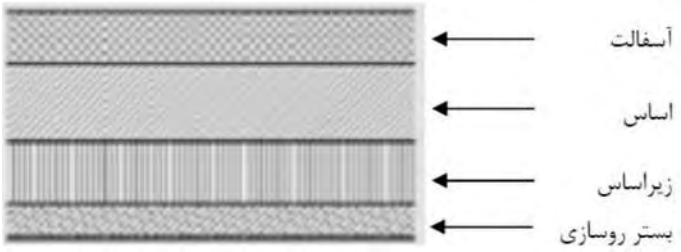
روسازی‌ها، از نظر نوع مصالح مصرفی در قشر رویه، به سه دسته آسفالتی، بتنی و یا مختلط (بتن و آسفالت) تقسیم می‌شوند. این دستورالعمل محدود به کاربرد روسازی بتنی و مختلط (ترکیبی) است.

۱-۵-۱- روسازی انعطاف‌پذیر یا آسفالتی

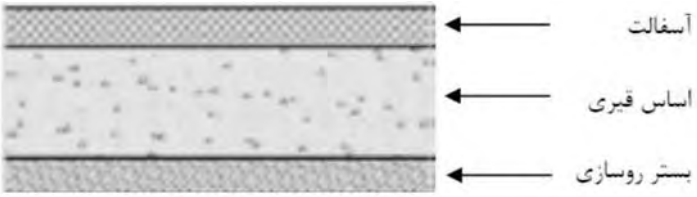
در روسازی آسفالتی، معمولاً از سه لایه متمایز زیراساس، اساس و آسفالت استفاده می شود. مقاومت و کیفیت خاک بستر روسازی در پایداری روسازی آسفالتی، نقش تعیین کننده دارد. روسازی آسفالتی، مقاومت برشی مناسبی دارد ولی

مقاومت کششی آن بسیار کم است. بارهای وارده بر روسازی آسفالتی در سطح نسبتاً کوچک‌تر و با گستردگی کمتری نسبت به روسازی بتنی به خاک بستر روسازی منتقل می‌شود (شکل ۱-۲).

روسازی تمام آسفالتی نیز یکی از انواع روسازی‌های انعطاف‌پذیر است که در آن فقط از لایه‌های آسفالتی که به‌طور مستقیم روی بستر روسازی و یا بستر تقویت شده قرار می‌گیرد، استفاده می شود. روسازی‌های تمام آسفالتی، عمر طولانی دارند و صرفاً برای مناطق مرطوب با یخبندان زیاد می‌تواند کاربرد داشته باشند. لایه‌های مختلف روسازی انعطاف‌پذیر در حالت معمولی و یا تمام آسفالتی در شکل‌های (۱-۳) و (۱-۴) نشان داده شده‌اند.



شکل ۱-۳- لایه‌های مختلف روسازی آسفالتی معمولی



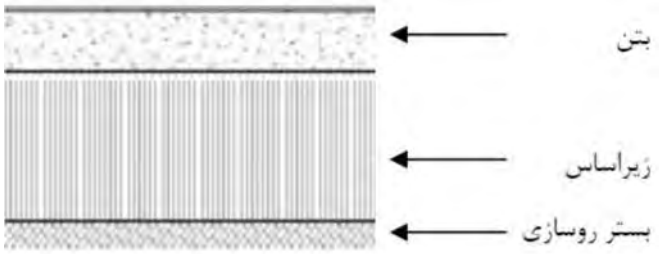
شکل ۱-۴- لایه‌های روسازی تمام آسفالتی

۱-۵-۲- روسازی سخت (بتنی)

در این روسازی، رویه راه با بتن ساخته می شود. مقاومت فشاری و کششی روسازی بتنی زیاد است (در مقایسه با آسفالت) و بار ترافیک را بدون تغییر شکل زیاد صفحه بتنی، در سطح گسترده‌تری نسبت به روسازی آسفالتی به خاک بستر منتقل می سازد. در این نوع رو سازی، دال بتنی به مرور تغییر شکل می‌دهد و در زیر آن تنش کششی ایجاد می شود. چنانچه تنش کششی از مقاومت کششی بتن زیادتر باشد، بتن می شکند و ترک می‌خورد. در روسازی‌های بتنی، مقاومت و کیفیت قشر بتنی عامل تعیین کننده توان بارپذیری رویه است و تغییرات مقاومتی خاک بستر روسازی، نقش کمتری دارد. شکل (۱-۵)، لایه‌های مختلف یک نمونه روسازی بتنی را نشان می‌دهد.

روسازی بتنی اغلب بر روی لایه زیراساس اجرا می شود، در شرایطی که خاک بستر روسازی از کیفیت مقاومتی مطلوبی برخوردار بوده و ترافیک، سنگین و یا خیلی سنگین نباشد، روسازی بتنی می‌تواند روی لایه بستر اجرا شود، در

موارد ویژه که توسط طراح یا مراجع ذی‌صلاح تشخیص داده شود، روسازی بتنی را می‌توان روی لایه اساس اجرا کرد که بایستی الزامات و مستندات کافی جهت لزوم این امر جهت تصویب به کارفرما ارائه گردد.



شکل ۱-۵- لایه‌های یک نمونه روسازی بتنی

انواع اصلی روسازی‌های بتنی عبارتند از روسازی‌های بتنی ساده درزدار[۲]، روسازی‌های بتنی مسلح درزدار[۳]، رو سازی‌های بتنی مسلح پیو سته[۴] و رو سازی‌های بتنی از نوع پیش‌تنیده[۵]. انواع دیگری از رو سازی بتنی نیز وجود دارند که به علت محدودیت کاربرد (مانند روسازی بتن غلتکی[۶] که در صورت استفاده نکردن از رویه آسفالتی فقط برای راه‌های با ترافیک سبک و متو سط با سرعت کم و سایل نقلیه کاربرد دارد یا رو سازی بتنی نفوذپذیر[۷] که برای زهکشی سطحی روسازی کاربرد دارد)، روش ساخت (مانند روسازی‌های بتنی پیش‌ساخته[۸] و بلوکی بتنی[۹]) یا نوع مواد افزودنی (مانند روسازی‌های بتنی حاوی گوگرد یا الیاف) به‌عنوان انواع فرعی روسازی بتنی محسوب می‌شوند.

۱-۵-۲-۱- روسازی بتنی ساده درزدار (JPCP)

به علت عدم ا ستفاده از میلگردهای فولادی در داخل دال بتنی و در نتیجه کاهش هزینه ساخت (در مقایسه با سایر انواع روسازی بتنی) و همچنین آشنایی بیشتر پیمانکاران با اجرای این نوع روسازی، روسازی بتنی ساده درزدار از متداول‌ترین انواع روسازی بتنی است.

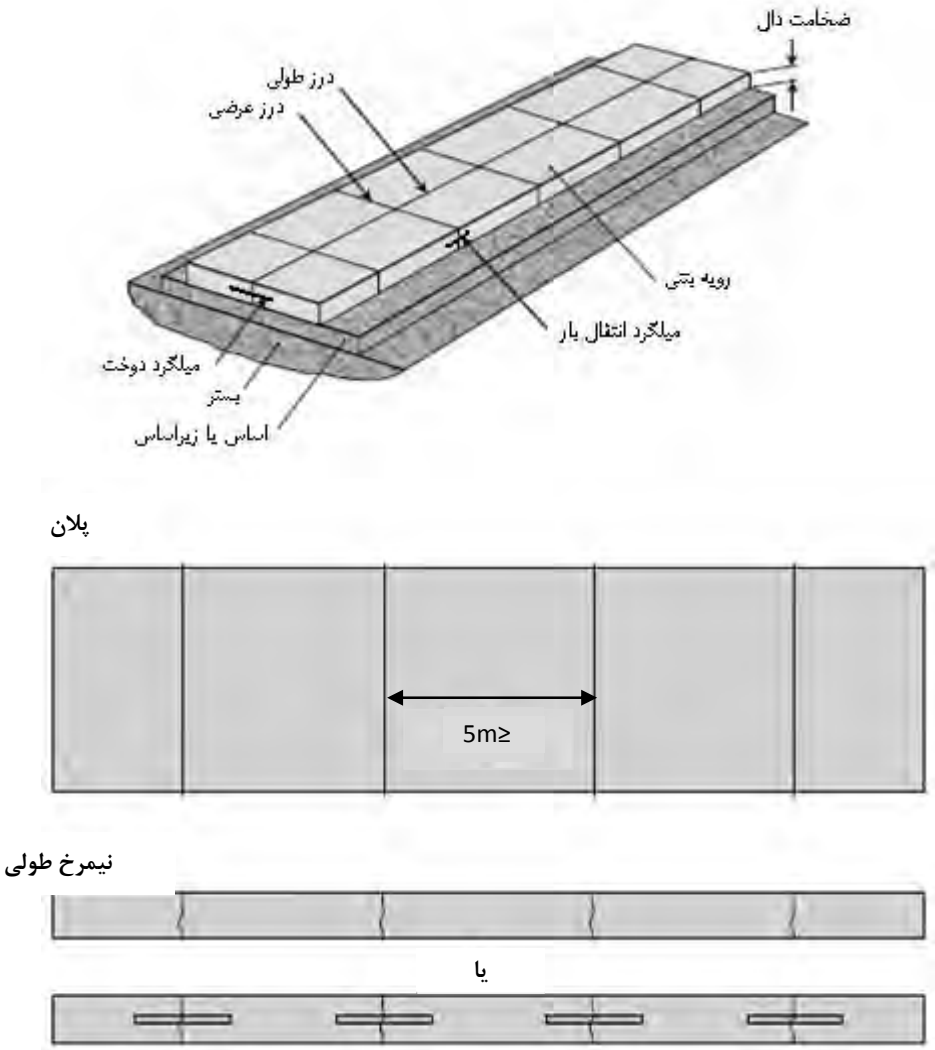
روسازی بتنی ساده درزدار از دال‌های بتنی غیر مسلح به طول حداکثر ۵ متر همراه با درزهای انقباضی (عرضی) بین دال‌ها تشکیل می‌شود. در طراحی و اجرای این نوع از روسازی‌ها، فاصله درزها از یکدیگر به نحوی درنظر گرفته می‌شود که تا حد ممکن تا اواخر عمر روسازی ترک‌ها در دال‌های بتنی ایجاد نشود. نمای کلی روسازی بتنی ساده درزدار در شکل (۱-۶) نمایش داده شده است. یکی از نکات مهمی که در این روسازی‌ها باید مورد توجه قرار گیرد موضوع انتقال

2- Jointed Plain Concrete Pavement (JPCP)
3- Jointed Reinforced Concrete Pavement (JRCP)
4- Continuous Reinforced Concrete Pavement (CRCP)
5- Prestressed Concrete Pavement (PCP)
6- Roller Compacted Concrete Pavement (RCCP)
7- Pervious concrete or Porous concrete
8- Precast concrete pavement
9- Concrete block paving

بار در محل درزها است. در صورت بروز نواقصی در محل درزها، وسیله نقلیه هنگام عبور از این محل بالا و پایین شده و شرایط رانندگی نامناسبی ایجاد خواهد شد.

در این نوع روسازی برای انتقال بار در محل درزها از مکانیزم‌های داول بار[۱۰] (میلگردهای انتقال بار)، قفل و بست سنگدانه‌ها[۱۱] یا کام و زبانه (بیشتر در محل درزهای اجرایی) استفاده می‌شود. از این منظر، روسازی بتنی ساده درزدار به دو حالت با و بدون میلگرد انتقال بار تقسیم‌بندی می شود. درزهای از نوع قفل و بست سنگدانه‌ای در طی فرآیند اجرای رو سازی بتنی و با برش (اره کردن) $\frac{۱}{۴}$ تا $\frac{۱}{۳}$ ضخامت دال بتنی ایجاد می شود. بنابراین، در صورت انقباض بتن، به علت آنکه بتن در این قسمت ضعیف شده است، ترکی از این محل به عمق دال بتنی گسترش می‌یابد. از آنجا که ترک از اطراف سنگ‌دانه‌ها و از میان خمیر سیمان منتشر می شود، بنابراین، ترک مذکور دارای سطحی ناهموار خواهد بود. تا زمانی که عرض ترک کم است، موضوع انتقال بار از یک دال به دال دیگر توسط تنشی که سنگ‌دانه‌ها تحمل می‌کنند، انجام خواهد شد. هرچه فاصله بین درزها بیشتر شود، درگیری سنگ‌دانه‌ها برای انتقال بار، کاهش یافته و به همان نسبت خطر ترک‌خوردگی در دال افزایش می یابد. در مواقعی که روسازی‌های بتنی ساده درزدار (از نوع قفل و بست سنگ‌دانه‌ای) در معرض عبور وسایل نقلیه سنگین (به‌خصوص در سرعت‌های بالا) قرار می‌گیرند، به مرور زمان سنگ‌دانه‌های موجود در محل درز، شکسته خواهند شد و مشکل انتقال بار در محل درز به‌وجود می‌آید. در چنین مواردی در محل درز به جای استفاده از مکانیزم قفل و بست سنگ‌دانه‌ای، از میلگرد انتقال بار استفاده می‌شود. میلگردهای انتقال بار میلگردهای ساده‌ای به قطر ۳۰ تا ۴۰ میلی‌متر و به طول حدوداً ۴۵ سانتی‌متر هستند که روغن‌کاری شده و نیمی از آنها در یکی از دال‌ها و نیمه دیگر در دال بعدی قرار می‌گیرد. روغن‌کاری میلگرد انتقال بار باعث می شود که در اثر تغییر دما، درز بدون مقاومت بسته یا باز شود. همانند دیگر انواع روسازی بتنی، در روسازی‌های بتنی ساده درزدار نیز برای اتصال دال‌های مجاور (در محل درز طولی) به یکدیگر از تای بار[۱۲] (میلگرد دوخت) استفاده می‌شود. میلگردهای دوخت از نوع آج‌دار بوده و معمولاً قطری حدود ۱۶ میلی‌متر و طولی حدود ۷۵ سانتی‌متر دارند. جزئیات مربوط به میلگردهای انتقال بار، میلگردهای دوخت، انواع درز و چگونگی تعبیه آنها در روسازی‌های بتنی در بخش‌های بعدی ارائه شده است.

10- Dowel Bars
11- Aggregate Interlocking
12 - Tie Bar



شکل ۱-۶- نمای کلی روسازی بتنی ساده درزدار (JPCP)

به‌طور کلی مزایا و معایب روسازی بتنی ساده درزدار عبارتند از:

مزایا:

- اجرای ساده؛
- هزینه کم؛
- استقبال کلی از این نوع روسازی با توجه به هزینه آن (به‌خصوص در مناطق با ترافیک سبک و متوسط).

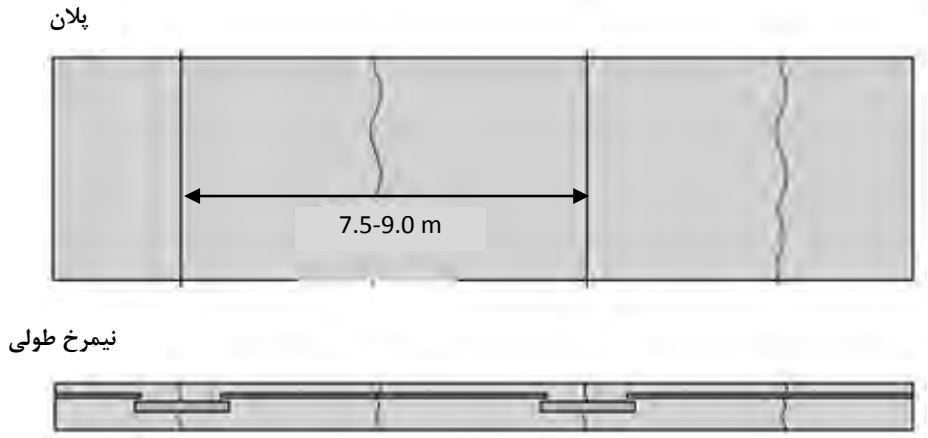
معایب:

- قابل استفاده فقط برای راه‌های با ترافیک سبک (نوع بدون میلگرد انتقال بار)؛
- حجم فعالیت نگهداری زیاد (به دلیلی تعداد زیاد درز)؛

- کم شدن کیفیت رانندگی (به دلیل وجود تعداد زیاد درز)؛
- بروز خرابی‌های زودرس در محل درزها (به‌خصوص در نوع بدون میلگرد انتقال بار)؛
- تواتر زیاد سر و صدا در هنگام عبور وسیله نقلیه از روی درزها.

۱-۵-۲-۲- روسازی بتنی مسلح درزدار (JRCP)

وجه تمایز روسازی‌های بتنی مسلح درزدار با روسازی‌های بتنی ساده درزدار، طول بیشتر دال‌ها (کاهش تعداد درزها) و وجود میلگرد در دال‌های بتنی است. طول دال‌ها در این نوع روسازی معمولاً بین ۷/۵ تا ۹ متر متغیر است با این وجود در بعضی موارد از دال‌های به طول ۳۰ متر نیز استفاده شده است. درصد فولاد طولی مورد استفاده در دال‌های این نوع از رو سازی‌های بتنی بین ۰/۱ تا ۰/۲۵ در صد سطح مقطع دال در جهت طولی ا ست و در صد فولاد عر ضی از مقادیر ذکر شده کمتر ا ست. از آنجا که میلگرهای فولادی تقریباً در محل تار خنثی (در نیمه ارتفاع دال) ن صب می شوند، بنابراین، این فولادها تأثیری بر مقاومت خمشـــی بتن ندارند و فقط به‌منظور مقاومت دال در برابر تنش‌های حرارتی (ترک‌های حرارتی) تعبیه می‌شـــوند. در محل درز روســـازی‌های بتنی مســـلح درزدار همیشـــه از میلگردهای انتقال بار اســـتفاده می‌شود. نمای کلی روسازی بتنی مسلح درزدار در شکل (۱-۷) نشان داده شده است. شکل (۱-۸) نیز نصب شبکه‌های فولادی و میلگردهای انتقال بار را در مسیر این نوع روسازی بتنی، قبل از بتن‌ریزی نشان می‌دهد.



شکل ۱-۷- نمای کلی روسازی بتنی مسلح درزدار (JRCP)

شکل ۱-۸- نصب شبکه‌های فولادی و میلگردهای انتقال بار برای روسازی بتنی مسلح درزدار

به علت طول بیشتر این نوع روسازی‌ها در مقایسه با روسازی‌های بتنی ساده درزدار، معمولاً یک یا دو ترک در فاصلهٔ بین درزها به‌وقوع می‌پیوندد.

امروزه به دلیل عملکرد نسبتاً نامطلوب روسازی بتنی مسلح درزدار در مقایسه با روسازی‌های بتنی ساده درزدار و روسازی‌های بتنی مسلح پیوسته، این نوع روسازی کمتر مورد استفاده قرار می‌گیرد.

تحقیقات انجام شده نشان می‌دهد روسازی‌های بتنی ساده درزدار دارای عملکردی مشابه یا حتی بهتر از روسازی‌های مسلح درزدار هستند. از نظر هزینه نیز روسازی‌های بتنی ساده اقتصادی‌ترند. اگرچه تعداد درزها در روسازی بتنی ساده بیشتر از روسازی‌های بتنی مسلح است و این امر سبب افزایش هزینه ایجاد درز می‌شود، ولی این افزایش هزینه معمولاً از هزینه فولادی که در داخل دال روسازی بتنی مسلح استفاده می‌شود، کمتر است. همچنین در روسازی‌های بتنی مسلح درزدار به دلیل آن‌که لازم است عرض درز بیشتری برای نگهداری مواد درزگیر ایجاد شود در نتیجه مواد درزگیر بیشتری نیز استفاده خواهد شد. از طرفی به‌منظور فراهم شدن حرکت بیشتر دال روسازی‌های بتنی مسلح درزدار در محل درز، لازم است از مواد درزگیر با کیفیت بهتر استفاده شود.

به‌طور کلی مزایا و معایب روسازی بتنی مسلح درزدار را می‌توان در قالب موارد زیر بیان نمود:

مزایا:

- کاهش ضخامت دال (نسبت به نوع ساده)؛
- ایجاد سر و صدای کمتر (نسبت به نوع ساده).

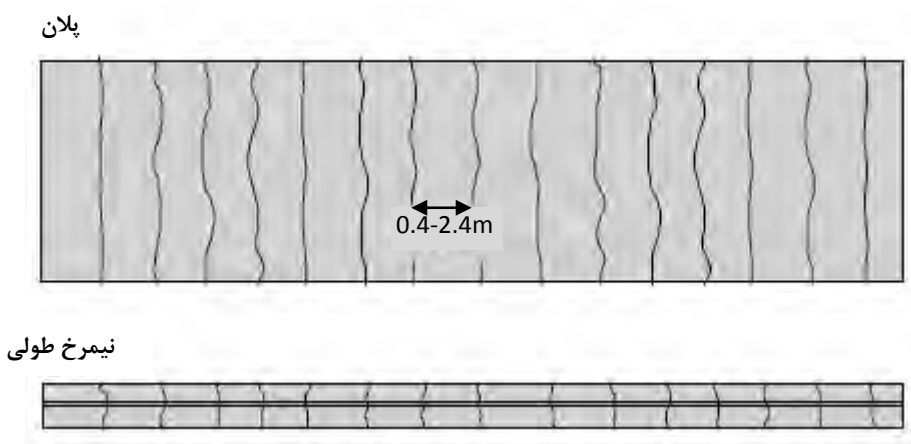
معایب:

- لزوم دقت در نصب شبکه‌های فولادی؛

- در مقایسه با هزینه‌ای که صرف می‌شود، بازدهی زیادی ندارد؛
- پتانسیل وقوع ترک در فاصله بین دو درز متوالی و در نتیجه ایجاد خرابی در این نقاط؛
- درخصوص استفاده از این نوع روسازی رضایت کلی وجود ندارد؛
- وقت‌گیر بودن فرآیند تعمیر.

۱-۵-۲-۳- روسازی بتنی مسلح پیوسته (CRCP)

مشخصه بارز روسازی‌های بتنی مسلح پیوسته، وجود مقدار زیاد فولاد و نبود درزهای عرضی انقباضی یا انبساطی (به جز درزهای موجود در دو انتهای روسازی و یا در محل تلاقی روسازی با پل‌ها یا سازه‌های دیگر) است. مقدار فولاد طولی مورد استفاده در این نوع روسازی معمولاً بین ۰/۶ تا ۰/۷ درصد سطح مقطع دال بتنی است، با این وجود در برخی کشورها از درصد فولاد ۰/۷ تا ۰/۸۵ نیز استفاده شده است. مقدار فولادهای عرضی کمتر از این مقدار است. نمای کلی روسازی بتنی مسلح پیوسته در شکل (۱-۹) نشان داده شده است. شکل (۱-۱۰) نیز نصب میلگردها را در مسیر این نوع روسازی و قبل از بتن‌ریزی نشان می‌دهد.



شکل ۱-۹- نمای کلی روسازی بتنی مسلح پیوسته

شکل ۱-۱۰- نصب میلگرد در روسازی بتنی مسلح پیوسته

پس از اجرای رو سازی بتنی مسلح پیو سته و در فا صله زمانی ۲ تا ۴ سال از اجرای آن، طرح کاملی از ترک‌های ریز عرضی به‌وجود می‌آید. فاصله بین ریزترک‌های گفته شده بین ۰/۴ تا ۲/۴ متر است. تعبیه فولاد در این نوع روسازی باعث انسجام این ترک‌ها و قفل و بست خوب بین سنگ‌دانه‌های بتن (به‌منظور توزیع مؤثر بارها) می‌شود.

با در نظر گرفتن خرابی خردشـدگی[13] و نفوذ آب، حداکثر عرض ترک برابر ۱ میلی‌متر توصـیه می‌شـود. ترک‌های با عرض بیشتر باعث کاهش قفل و بست سنگ‌دانه‌ای و در نتیجه مشکل انتقال بار می‌شوند.

وجود ترک‌های موجود در سـطح روسـازی بتنی مسـلح پیوسـته، احتمال ورود محلول‌های ضـد یخ (که در هنگام نگهداری زمستانی استفاده می‌شود) و در نتیجه خوردگی فولادهای تعبیه شده در روسازی بتنی را افزایش می‌دهند.

با توجه به اینکه در رو سازی‌های بتنی مسلح پیو سته درز انقباض عر ضی تعبیه نمی شود، در نتیجه به علت شرایط جوی (تغییر دما و یا رطوبت) ابتدا و انتهای روسازی بسته به مقاومت اصطکاکی یا خصوصیات ویسکوالاستیک لایه زیرین می‌تواند تا ۵۰ میلی‌متر حرکت طولی داشته باشد. بنابراین، در مکان‌هایی که این نوع روسازی مجاور یک سازه یا روسازی دیگر قرار می‌گیرد لازم است این موضوع مورد توجه قرار گیرد؛ بنابراین یا به روسازی اجازه داده می‌شود تا حرکت آزادانه داشته باشد که در این‌صورت باید در این قسمت درز انبساط اجرا شود، یا از حرکت روسازی جلوگیری می‌شود که در این حالت لازم اسـت مهار[14] تعبیه گردد. بررسـی‌ها نشـان می‌دهد مهارهای تعبیه شـده در دو انتهای روسـازی بتنی مسـلح پیوسته فقط باعث کاهش ۵۰ درصد از حرکت رویه بتنی می‌شوند، بنابراین، در این حالت نیز اجرای درز انبساط ضرورت دارد. مهارها در روسازی بتنی مسلح پیوسته به دو منظور استفاده می‌شوند: الف- کمک به ایجاد ترک با الگوی مناسب و

13- Spalling
14- Anchors

ب- جلوگیری از حرکت دو انتهای رویه بتنی. در ارتباط با جزئیات طراحی و اجرای مهارها و درزهای انبساط توضیحات لازم در بخش‌های بعدی ارایه شده است.

تجارب جهانی نشان می‌دهد به دلیل وجود مقدار فولاد زیاد در روسازی بتنی مسلح پیوسته، اگرچه هزینه اولیه ساخت این نوع روسازی بیشتر است ولی هزینه چرخه عمر آن معمولاً کمتر از روسازی‌های بتنی ساده و مسلح درزدار می‌باشد. این نوع روسازی دارای سطحی هموارتر و عمری طولانی‌تر از روسازی‌های بتنی ساده و مسلح درزدار است و به نگهداری کمتری نیاز دارد. همچنین به علت نبود درز عرضی انقباضی، کیفیت رانندگی نیز افزایش می‌یابد. این نوع روسازی را می‌توان با انجام یک روکش به روسازی ترکیبی با طول عمر زیاد تبدیل کرد.

به‌طور کلی مزایا و معایب روسازی بتنی مسلح پیوسته عبارتند از:

مزایا:

- طول عمر زیاد؛
- افزایش کیفیت رانندگی؛
- هزینه چرخه عمر کمتر؛
- قابل تبدیل به روسازی ترکیبی با طول عمر زیاد؛
- نیاز کمتر به نگهداری.

معایب:

- هزینه اولیه زیاد؛
- جزئیات زیاد طراحی؛
- وقت‌گیر بودن فرآیند تعمیر.

۱-۵-۲-۴- روسازی بتنی پیش‌تنیده[15]

پیش‌تنیدگی عبارت است از ایجاد یک تنش ثابت و دائمی در یک عضو بتنی به طوری که در اثر این تنش، مقداری از تنش‌های ناشی از بارهای مرده و زنده در این عضو خنثی شده و در نتیجه مقاومت باربری آن افزایش پیدا می‌کند.

بتن جسمی است مقاوم در مقابل فشار، ولی مقاومت آن در مقابل کشش کم است؛ بنابراین می‌توان با وارد کردن فشار به بتن (پیش‌تنیدگی)، کشش ایجاد شده در اثر بار مرده و زنده را در عضو بتنی کاهش و در نتیجه مقاومت آن را افزایش داد.

معیار اصلی در طراحی روسازی‌های بتنی معمولی (روسازی‌های بتنی ساده درزدار، مسلح درزدار و مسلح پیوسته)، مقاومت خمشی بتن برای تحمل بارهای ترافیکی است. با ایجاد پیش‌تنیدگی در مقاطع روسازی، نیروی فشاری ایجاد

15- Prestressed concrete pavement

شده به نحو قابل ملاحظه‌ای باعث کاهش ضخامت دال می شود، زیرا تنش فشاری ایجاد شده تا حدود زیادی در مقابل ایجاد تنش کششی خالص و خستگی خمشی ناشی از بارهای ترافیکی مقاومت می‌کند.

از جمله مزایای روسازی‌های بتنی پیش‌تنیده عبارتند از: استفاده کمتر از مصالح (به علت کاهش ضخامت روسازی)، تعداد کمتر درزها و ترک‌ها، نیاز کمتر به نگهداری و عمر بیشتر.

پیش‌تنیدگی در روسازی‌ها می‌تواند فقط در جهت طولی یا در دو جهت طولی و عرضی انجام شود. طول دال‌های پیش‌تنیده معمولاً خیلی بیشتر از طول دال‌های روسازی‌های بتنی درزدار است، بنابراین، کیفیت رانندگی در این نوع روسازی‌ها افزایش می‌یابد. طول دال‌ها در این نوع روسازی می‌تواند به حدود ۱۲۲ متر برسد، اگرچه، از طول‌های بیشتر (۳۰۰ متر) نیز در بعضی مناطق (اروپا) استفاده شده است. ضخامت دال‌های پیش‌تنیده نیز حدود ۴۰ تا ۵۰ درصد ضخامت دال‌های روسازی‌های بتنی معمولی است. میزان پیش‌تنیدگی در جهت طولی ۶۸۹ تا ۲۰۷۰ کیلو پاسکال و در جهت عرضی ۰ تا ۱۳۸۰ کیلوپاسکال است.

به‌طور کلی مزایا و معایب روسازی بتنی پیش‌تنیده عبارتند از:

مزایا:

- نیاز کمتر به نگهداری (به علت کم بودن تعداد درز)؛
- طول عمر زیاد؛
- افزایش ظرفیت باربری روسازی؛
- کاهش ضخامت دال؛
- افزایش کیفیت رانندگی (به علت طول زیاد دال‌ها).

معایب:

- جزئیات زیاد طراحی؛
- هزینه زیاد؛
- نیاز به تجهیزات ویژه؛
- نیاز به دانش فنی خاص.

۱-۵-۲-۵- روسازی بتنی پیش‌ساخته[16]

یکی از چالش‌هایی که ادارات راه همواره با آن روبرو هستند، عملیات تعمیر و بازسازی روسازی در راه‌های پر تردد است. به همین جهت متولیان امور راهسازی همواره به دنبال گزینه‌هایی بوده‌اند که قابلیت اجرای سریع و طول عمر مطلوب داشته باشند. یکی از این گزینه‌ها استفاده از روسازی‌های بتنی پیش‌ساخته است. روسازی‌های بتنی پیش‌ساخته در واقع دال‌های بتنی پیش‌ساخته‌ای هستند که برای تعمیر و بهسازی سریع روسازی موجود استفاده می‌شوند.

16- Precast concrete pavement

مقاطع بتنی پیش ساخته می‌تواند انواع رو سازی‌های بتنی معمولی یا پیش‌تنیده را شامل شود. این نوع رو سازی‌ها را می‌توان در عملیات نو سازی یا بهسازی (برای و صله کاری تمام عمق)، به‌عنوان رو سازی دائمی یا رو سازی موقت (برای مهیا شدن شرایط عبور وسایل نقلیه تا هنگام اجرای روسازی اصلی) استفاده کرد.

از جمله مزیت دال‌های بتنی پیش‌ساخته وجود کنترل کیفیت بیشتر، عمل‌آوری بهتر و کاهش تأخیر برای عبور وسایل نقلیه از روی روسازی است. هنگام استفاده از دال‌های پیش‌ساخته باید موضوع تراز بودن دال‌ها (به‌منظور جلوگیری از ایجاد دست‌انداز در لبه دال‌ها) و انتقال بار بین دال‌های پیش‌ساخته یا بین دال پیش‌ساخته و روسازی موجود، مورد توجه قرار گیرد.

روسازی‌های بتنی پیش‌ساخته در خارج از محل اجرای پروژه ساخته می‌شوند و سپس به محل پروژه حمل و بر روی سطح آماده (روسازی موجود یا پی تراز شده) قرار می‌گیرند (شکل ۱-۱۱). برای عبور ترافیک از روی روسازی پیش‌ساخته به حداقل زمان عمل‌آوری میدانی یا حداقل زمان برای رسیدن به مقاومت مطلوب نیاز است.

شکل ۱-۱۱- حمل دال پیش‌ساخته و استقرار شب‌هنگام آن در محل روسازی

مزیت روسازی‌های بتنی پیش‌ساخته در مقایسه با روسازی‌های بتنی که در محل اجرا می‌شوند عبارتند از:

- کنترل کیفیت بهتر (در کارخانه ساخت دال بتنی‌پیش ساخته، شرایط بهتری برای کنترل و عمل آوری وجود دارد)؛
- به حداقل رسیدن محدودیت‌های آب و هوایی در هنگام اجرا (نصب)؛
- به حداقل رسیدن تأخیر ناشی از بسته شدن مسیر عبور وسایل نقلیه برای تعمیر و نگهداری (عمل‌آوری بتن در محل پروژه نیاز نیست، بنابراین، روسازی بتنی پیش ساخته را می‌توان در هنگام شب نصب و صبح فردا زیر ترافیک قرار داد)؛
- حذف آسیب‌هایی که در دوره ابتدایی بعد از ساخت روسازی بتنی اتفاق می‌افتد (مشکلات ناشی از دیر برش دادن یا برش‌های کم عمق اتفاق نمی‌افتد).

همان‌طور که گفته شد روسازی‌های بتنی پیش‌ساخته بیشتر در مسیرهای با حجم ترافیک زیاد و در جایی که انسداد خطوط عبور وسایل نقلیه مشکلات اساسی ایجاد می‌کند، کاربرد دارند. در چنین مواردی معمولاً عملیات مربوط به اجرای روسازی بتنی پیش‌ساخته در هنگام شب انجام می‌شود. در این مدت معمولاً می‌توان ۱۵ تا ۲۰ موقعیت را تعمیر یا به‌طور پیوسته ۱۲۰ تا ۱۳۰ متر روسازی پیش‌ساخته را اجرا کرد. ذکر این نکته لازم است که روسازی بتنی پیش‌ساخته به معنی روسازی برتر نیست و نباید انتظار داشت که این نوع روسازی عملکردی بهتر از روسازی بتنی درجا داشته باشد مگر آن‌که در ساخت این نوع روسازی از تکنیک پیش‌تنیدگی استفاده شود. در واقع می‌توان انتظار داشت روسازی بتنی پیش‌ساخته تحت ترافیک و شرایط جوی مشابه، رفتاری شبیه روسازی‌های بتنی درجا داشته باشد.

نکات اصلی که در ارتباط با ساخت این نوع روسازی‌ها باید درنظر گرفته شود عبارتند از:

- قابلیت ساخت؛
- دوام بتن؛
- انتقال بار در محل درزها؛
- شرایط تکیه‌گاه دال.

به‌طور کلی مزایا و معایب این نوع روسازی عبارتند از:

مزایا:

- سرعت نصب بالا؛
- کیفیت مناسب؛
- به حداقل رسیدن محدودیت‌های آب و هوایی در هنگام اجرا.

معایب:

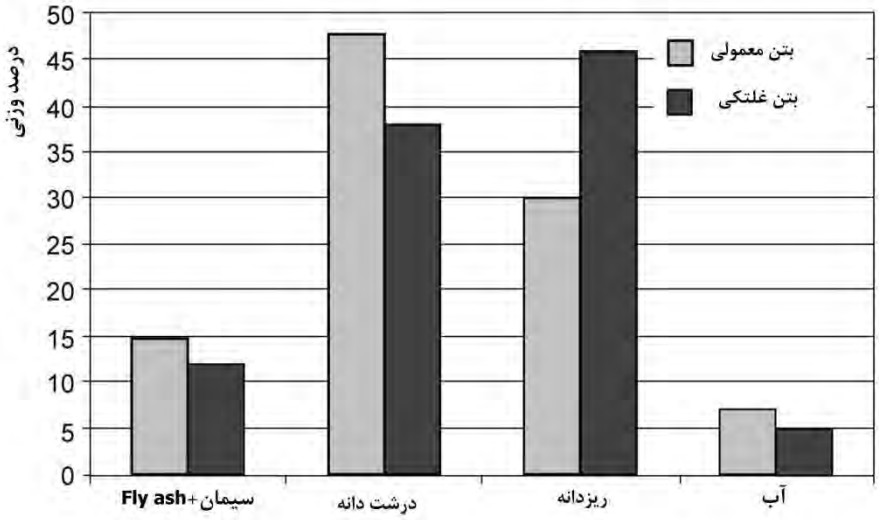
- نیاز به تجهیزات ویژه؛
- جزئیات اجرایی دقیق.

۱-۵-۲-۶- روسازی بتن غلتکی[17] (RCCP)

روسازی بتن غلتکی را می‌توان از خانواده روسازی‌های بتنی ساده درزدار بدون میلگرد انتقال بار به شمار آورد. ویژگی‌های فنی رو سازی‌های بتنی شباهت زیادی با بتن سایر انواع رو سازی بتنی متداول دارد با این تفاوت که به علت میزان کم آب و سیمان، مقدار انقباض در این نوع بتن نسبت به بتن متداول کمتر است. خصوصیات مقاومتی و اجزای تشکیل دهنده بتن غلتکی (سنگ‌دانه‌های خوب دانه‌بندی شده، مواد سیمانی و آب) شبیه به بتن معمولی است ولی نسبت اختلاط مصالح در این نوع بتن با بتن معمولی متفاوت است (شکل ۱-۱۲). یکی از تفاوت‌های عمده بین مخلوط

17- Roller Compacted Concrete Pavement

بتن غلتکی با مخلوط بتن معمولی آن است که در بتن غلتکی، سنگ‌دانه‌های ریز درصد بیشتری از سنگ‌دانه‌ها موجود در بتن را به خود اختصاص می‌دهند.



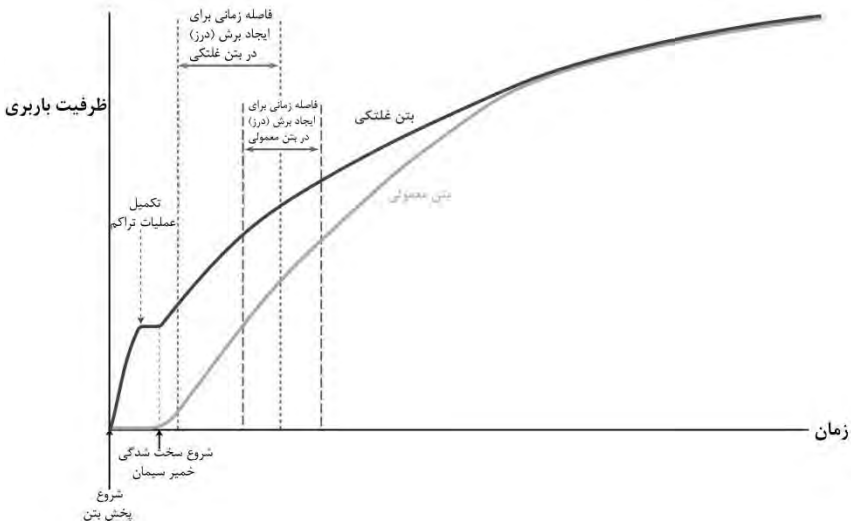
شکل ۱-۱۲- مقایسه درصد مصالح تشکیل‌دهنده بتن غلتکی و بتن معمولی

بتن غلتکی، بتن با اسلامپ صفر است (سفت‌تر از بتن معمولی با اسلامپ صفر) که معمولاً با همان دستگاه پخش آسفالت (فینیشر) استاندارد یا دارای اتوی[۱۸] ایجاد کننده دانسیته زیاد روی سطح راه پخش می‌شود و به دنبال آن با عبور غلتک متراکم می‌گردد. برخلاف روسازی با بتن معمولی، روسازی‌های بتن غلتکی برای اجرا به قالب نیاز ندارند و در آنها از میلگرد انتقال بار و میلگرد دوخت نیز استفاده نمی‌شود. در صورت استفاده از درزهای انقباضی عرضی در بتن غلتکی، فاصله این درزها بیشتر از فاصله درزهای عرضی در روسازی‌های بتنی معمولی است. شکل (۱-۱۳) باربری بتن معمولی و بتن غلتکی را در طی چند روز اول پس از پخش بتن نشان می‌دهد. شکل (۱-۱۴) نیز مقایسه انواع بتن (مخلوط سیمان با مصالح سنگی) را از نظر روانی، درصد سیمان، نیاز به قالب، نیاز به غلتک و نیاز به لایه رویه نشان می‌دهد.

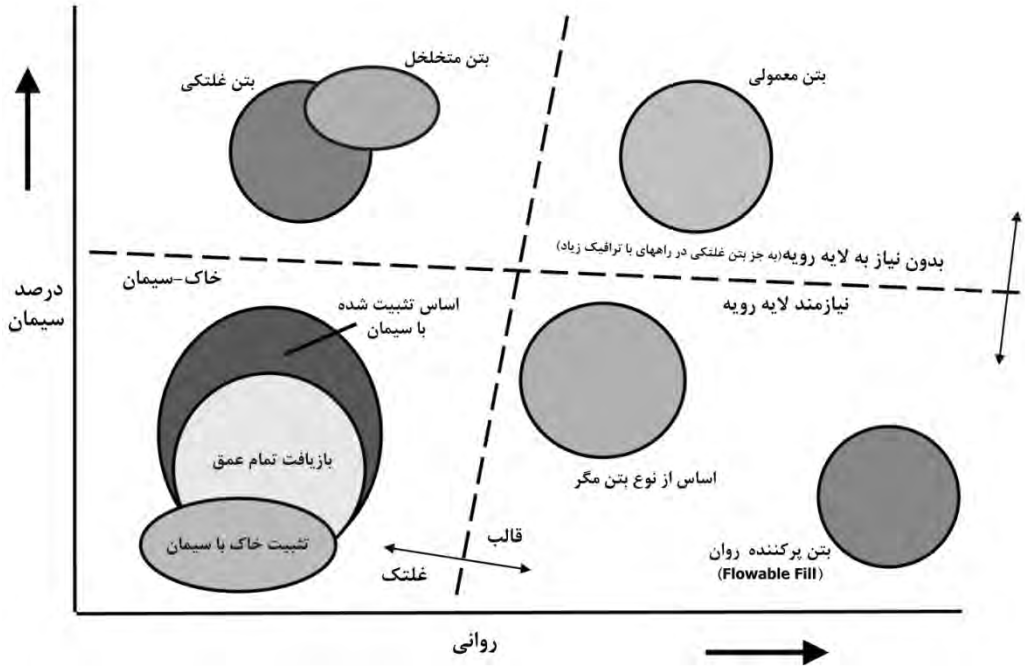
مقاومت و دوام مناسب روسازی‌های بتن غلتکی به همراه سرعت ساخت و هزینه آن، باعث شده است که استفاده از این نوع روسازی گزینه مناسبی برای روسازی محوطه‌های روباز کارخانجات صنعتی، جاده‌های دسترسی معادن، محوطه‌های بنادر، ترمینال‌های وسایل نقلیه سنگین و نظامی، محوطه‌های پارکینگ اتومبیل‌ها و کامیون‌ها و سطوح انبارها، محل پارکینگ هواپیماها در فرودگاه‌ها، خیابان‌ها و جاده‌ها باشد.

18- Screed

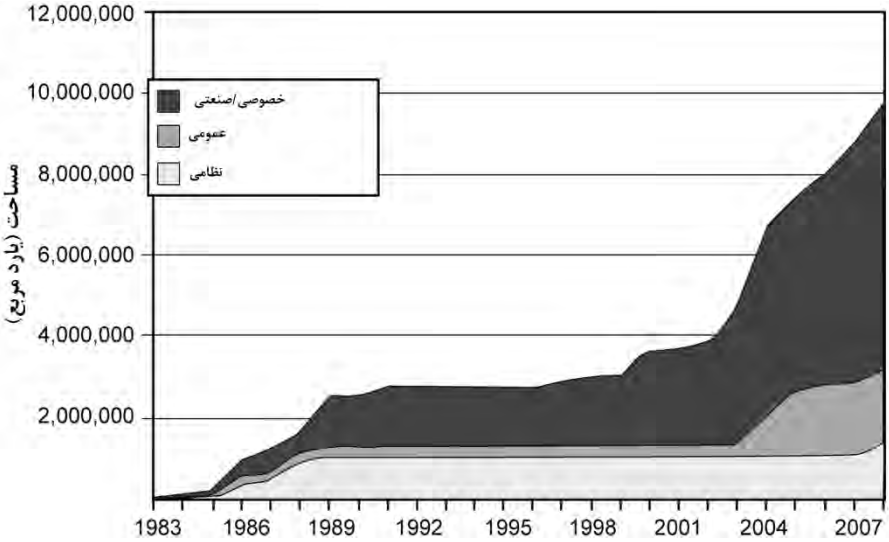
پس از اولین استفاده رو سازی بتن غلتکی در دهه ۱۹۷۰ در کانادا، تاکنون این نوع رو سازی در بسیاری از نقاط دنیا مورد بهره‌برداری قرار گرفته است. شکل (۱-۱۵) روند افزایش استفاده از رو سازی بتن غلتکی را طی چند سال گذشته نشان می‌دهد.



شکل ۱-۱۳- ظرفیت باربری بتن معمولی و بتن غلتکی در طی چند روز پس از پخش بتن



شکل ۱-۱۴- مقایسه انواع بتن (مخلوط سیمان با مصالح سنگی) از نظر روانی، درصد سیمان، نیاز به قالب، نیاز به غلتک و نیاز به لایه رویه



شکل ۱-۱۵- روند افزایش استفاده از روسازی بتن غلتکی را از اوایل دهه ۱۹۸۰

به‌طور کلی بتن غلتکی در دو زمینه کاملاً مختلف مورد استفاده قرار می‌گیرد. اولین زمینه استفاده از بتن غلتکی در ساخت سدها می‌با شد. این نوع بتن دارای سیمان کم بوده و مقاومت فشاری آن معمولاً کمتر از بتن معمولی می‌با شد. اندازه حداکثر سنگ‌دانه بتن‌های غلتکی سدسازی درشت‌تر از بتن معمولی بوده و از ۵۰ میلی‌متر تا بیش از ۱۰۰ میلی‌متر می‌باشد. بتن غلتکی ویژه روسازی راه دارای مقدار سیمان زیادتر (نسبت به بتن غلتکی مورد استفاده در سدها)، مقاومت فشاری بیشتر از ۲۵ مگاپاسگال و طرح مخلوط با اندازه و دانه‌بندی مصالح کنترل شده در یک محدوده مشخص است.

با توجه به دشواری‌هایی که در ابتدا برای دستیابی به سطح کاملاً صاف (هموار) در روسازی بتن غلتکی وجود داشت، این نوع روسازی برای راه‌های با سرعت بالا (بیش از ۵۰ کیلومتر بر ساعت) استفاده نمی‌شد، ولی امروزه با استفاده از یک لایه آسفالت گرم به ضخامت ۴ تا ۶ سانتی‌متر یا اجرای یک روکش بتنی غیرچسبنده روی بتن غلتکی (چنانچه ضخامت روسازی بیشتر از ۲۵ سانتی‌متر باشد) می‌توان کیفیت سطح روسازی بتن غلتکی را افزایش داد و این نوع روسازی را برای راه‌های با سرعت ترافیک بالا نیز استفاده کرد.

به‌طور کلی مزایا و معایب روسازی بتن غلتکی عبارتند از:

مزایا:

- اجرای آسان و سریع؛
- هزینه کم؛
- عدم نیاز به میلگرد؛
- عدم نیاز به ماشین آلات ویژه.

معایب:

- بدون استفاده از یک لایه آسفالت یا بتن معمولی یا بدون عملیات سایش[19]، بتن غلتکی را نمی‌توان به‌عنوان رویه راه‌هایی که سرعت وسایل نقلیه زیاد است (بیش از ۵۰ کیلومتر بر ساعت) استفاده کرد؛

- با توجه به مقدار کم آب در بتن غلتکی، اجرای این نوع بتن در هوای گرم نیازمند مراقبت زیاد برای به حداقل رساندن تبخیر آب است.

۱-۵-۲-۷- روسازی بتنی نفوذپذیر[20]

بتن نفوذپذیر شامل درصد کم یا فاقد مصالح سنگی ریزدانه است. وجود درصد فضای خالی ۱۵ تا ۳۰ درصد در این نوع بتن سبب می‌شود آب ناشی از نزولات جوی از طریق این نوع رویه بتنی به راحتی به لایه‌های زیرین نفوذ کند (شکل ۱-۱۶). بتن نفوذپذیر معمولاً روی لایه‌ای از مصالح سنگی تمیز قرار می‌گیرد. این لایه در نقش مخزنی برای آب باران عمل می‌کند و آب عبوری از بتن نفوذپذیر به تدریج و بر اساس کیفیت زهکشی بستر، به آبهای زیرزمینی ملحق می‌شود.

شکل ۱-۱۶- نماهایی ازعملکرد بتن نفوذ پذیر در هنگام بارش

از آنجا که مقاومت خمشی بتن نفوذپذیر از مقاومت خمشی بتن معمولی کمتر است، از این نوع رویه بتنی فقط برای مناطق با ترافیک کم و سرعت پایین مانند راه‌های دسترسی در مناطق مسکونی، پارکینگ‌ها و شانه راه‌ها استفاده می‌شود. از مزایای دیگر بتن نفوذپذیر، کاهش سر و صدای ناشی از عبور وسایل نقلیه از روی روسازی است.

به‌طورکلی مزایا و معایب این نوع روسازی عبارتند از:

مزایا:

- ایمنی بیشتر (در مناطق با بارندگی زیاد)؛

19- Diamond grinding
20- Pervious concrete pavement (Porous concrete pavement)

- کاهش سر و صدا.

معایب:

- عدم باربری زیاد؛
- عدم کاربرد برای راه‌های با ترافیک سنگین.

۱-۵-۲-۸- روسازی‌های بتنی حاوی الیاف (بتن الیافی)

از خصوصیات مصالح بتنی، تردی و شکنندگی و عدم قدرت باربری مناسب بعد از ترک‌خوردگی است که در نتیجه آن طاقت و قدرت جذب انرژی آن کاهش می‌یابد. در این وضعیت، استفاده از الیاف کوتاه که به‌طور یکنواخت در بتن پخش شده باشد، می‌تواند منجر به بهبود مقاومت بتن شود. الیاف همچنین برای کنترل ترک‌های انقباضی[21] و کنترل عرض ترک‌های سازه‌ای نیز به‌کار می‌رود.

تا به امروز بتن الیافی در روسازی محوطه‌های صنعتی، روسازی‌های با بارگذاری سنگین، باند فرودگاه‌ها، پارکینگ‌ها و عرشه پل‌ها به‌کار برده شده است.

باوجود تنوع الیاف مورد استفاده برای تقویت (مسلح کردن) ملات‌های سیمانی، فقط تعداد کمی از آن‌ها برای کاربردهای تجاری مناسب تشخیص داده شده‌اند. جدول (۱-۱) فهرستی از انواع مختلف الیاف و برخی خصوصیات آن‌ها را نشان می‌دهد. به‌طور کلی الیاف در دو نوع فولادی و ترکیبی طبقه‌بندی می‌شوند. الیاف فولادی که بیشتر برای افزایش مقاومت سازه‌ای بتن استفاده می‌شود در انواع و اشکال مختلفی ساخته می‌شوند (شکل ۱-۱۷). این الیاف بر اساس مقدار و خصوصیات آنها و همچنین چسبندگی آن به مخلوط بتن، روی کیفیت بتن اثر می‌گذارند. اگر چه این الیاف می‌توانند صاف باشند، ولی معمولاً به شکلی ساخته می شوند که با بتن درگیر شوند. مهمترین مشخصه این الیاف نسبت‌های ظاهری (طول به قطر)، مقاومت کششی و شکل هندسی الیاف است. این الیاف در کاربردهای ویژه استفاده می شوند و معمولاً در دال‌های بتنی معمولی کاربرد ندارند. الیاف فولادی معمولاً دارای طولی بین ۱۳ تا ۶۵ میلی‌متر و قطری از ۰/۵ تا ۱/۰ میلی‌متر هستند. این الیاف معمولاً با نسبت حجمی ۰/۲۵ درصد تا ۲ درصد (۲۰ تا ۱۵۷ کیلوگرم در متر مکعب بتن) مصرف می‌شوند.

الیافِ ترکیبی از مواد اولیه‌ای مانند اکریلیک، آرامید، کربن، پلی‌استر، پلی‌اتیلن، پلی‌پروپیلن، نایلون تولید می‌شوند. تا به امروز استفاده اصلی از این الیاف در اجرای روکش بتنی نازک (به ضخامت ۵ تا ۱۰ سانتی‌متر) بوده است. بدین ترتیب روکش مذکور با سطح آسفالتی موجود یک‌پارچه عمل نموده و در نتیجه یک روسازی ترکیبی ایجاد می‌شود. با توجه به وجود الیاف ترکیبی متنوع، امروزه بیشتر از جنس پلی‌پروپیلن آن با حداقل نسبت ۰/۱درصد حجمی (۱/۸ کیلوگرم الیاف پلی‌پروپیلن در یک متر مکعب روکش بتنی نازک) استفاده می‌شود. الیاف پلی‌پروپیلن انقباض ماندگار (پلاستیک) و ترک‌های نشست را کاهش می‌دهد. در عین حال، باعث افزایش زبری و انسجام ترک‌های ایجاد شده

21- Shrinkage cracks

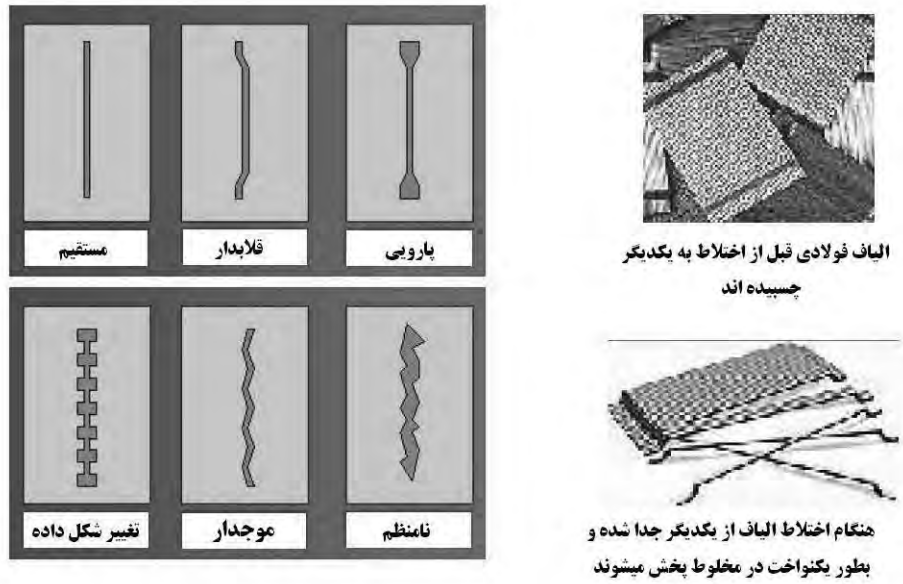
در بتن می‌شود. در بتن تازه، الیاف پلی‌پروپیلن از جداشدگی سنگ‌دانه‌ها جلوگیری کرده و باعث ایجاد سطحی با دوام‌تر، با نفوذپذیری کمتر و مقاومت اصطکاکی بیشتر می‌شود.

جدول ۱-۱- انواع الیاف و خصوصیات فیزیکی و مکانیکی آنها

نوع الیاف	قطر (۰/۰۰۱ In*)	وزن مخصوص	ضریب الاستیسیته (ksi **)	مقاومت کششی (ksi**)	کرنش در شکست (٪)
فولادی					
با مقاومت بالا	۴/۰-۴۰/۰	۷/۸۰	۲۹۰۰۰	۲۵۰-۵۰	۳/۵
ضد زنگ	۰/۴-۱۳/۰	۷/۸۰	۲۳۲۰۰	۳۰۰	۳/۰
شیشه					
رده E	۰/۴	۲/۵۰	۱۰۴۴۰	۵۰۰	۴/۸
ضد قلیا (AR)	۰/۵	۲/۷۰	۱۱۶۰۰	۳۶۰	۳/۶
پلیمری					
پلی پروپیلن					
تک رشته	۴/۰-۸/۰	۰/۹۰	۷۲۵	۶۵	۱۸
رشته رشته شده	۲۰/۰-۱۶۰/۰	۰/۹۰	۵۰۰	۱۱۰-۸۰	۸
پلی اتیلن	۱/۰-۴۰/۰	۰/۹۶	۲۵۰۰۰-۷۲۵	۲۹-۴۳۵	۸۰-۳
پلی استر	۰/۴-۳/۰	۱/۳۸	۲۵۰۰-۱۴۵۰	۱۷۰-۸۰	۵۰-۱۰
آکریلیک	۰/۷-۰/۲	۱/۱۸	۲۶۰۰	۱۴۵-۳۰	۵۰-۲۸
آرامید					
کولار ۲۹	۰/۴۷	۱/۴۴	۹۰۰۰	۵۲۵	۳/۶
کولار ۴۹	۰/۴	۱/۴۴	۱۷۰۰۰	۵۲۵	۲/۵
آزبست					
کروسیدیت	۰/۸-۰/۰۰۴	۳/۴۰	۲۸۴۰۰	۲۶۰-۲۹	۳-۲
کریزوتایل	۱/۲-۰/۰۰۰۸	۲/۶۰	۲۳۸۰۰	۵۰۰	۶-۲
کربن					
نوع ۱ (مدول بالا)	۰/۳۰	۱/۹۰	۵۵۱۰۰	۲۶۰	۰/۷-۰/۵
نوع ۲ (مقاومت بالا)	۰/۳۵	۱/۹۰	۳۳۴۰۰	۳۸۰	۱/۵-۱/۰
طبیعی					
سلولز چوب	۴/۷-۰/۸	۱/۵۰	۵۸۰۰-۱۴۵۰	۱۳۱-۴۴	---
سیزال	۸/۰ <	---	۳۷۷۰-۱۸۹۰	۸۲-۴۱	۵-۳
الیاف نارگیل	۱۶/۰-۴/۰	۱/۱۵-۱/۱۲	۳۷۷۰-۲۷۶۰	۲۹-۱۷	۲۵-۱۰
خیزران	۱۶/۰-۲/۰	۱/۵۰	۵۸۰۰-۴۷۹۰	۷۳-۵۱	---
کنف	۲۰/۰-۴/۰	۱/۰۴-۱/۰۲	۴۶۴۰-۳۷۷۰	۵۱-۳۶	۱/۹-۱/۵
آکوارا	۱۷/۰	۰/۹۶	۴۶۴-۷۶	---	---

* 1in.=25.4mm

** 1ksi=1000psi=6.89kPa



شکل ۱-۱۷- انواع مختلف الیاف فولادی

به‌طور کلی مزایا و معایب استفاده از الیاف در بتن عبارتند از:

مزایا:

- مقاومت تا لحظه گسیختگی تا ۱۵۰درصد افزایش می‌یابد؛
- پتانسیل ایجاد ترک هنگام انقباض بتن کاهش می‌یابد؛
- مقاومت خستگی بتن افزایش می‌یابد؛
- احداث روسازی با ضخامت کم میسر می‌شود؛
- الیاف به‌طور همگن در ۳ بعد بتن پراکنده می‌شوند، بنابراین باعث توزیع بهتر بار می‌شوند؛
- مصرف الیاف در بتن باعث صرفه‌جویی در آرماتوربندی می‌شود؛
- وجود الیاف در بتن باعث افزایش ضریب گسیختگی، زبری و مقاومت در برابر ضربه می‌شود؛
- انرژی جذب شده توسط بتن (سطح زیر نمودار تا لحظه گسیختگی) ۱۰ تا ۴۰ برابر افزایش پیدا می‌کند.

معایب:

- استفاده از الیاف در بتن کارآیی بتن را کاهش می‌دهد؛
- هزینه تهیه و اجرای الیاف در بتن نسبتاً زیاد است.

۱-۵-۲-۹- روسازی‌های بتنی حاوی گوگرد (بتن گوگردی)

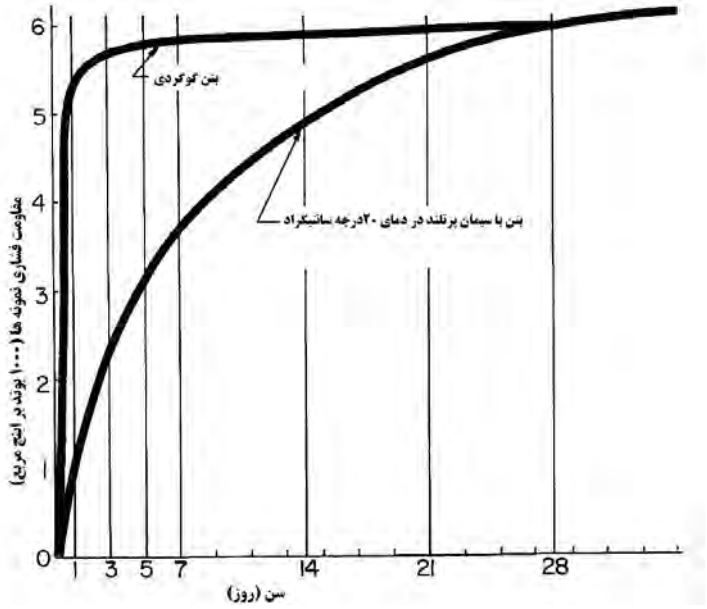
ایده کاربرد گوگرد در مصالح ساختمانی از اوائل دهه ۱۹۷۰ شکل گرفت. یکی از دلایل اصلی این امر افزایش مقدار گوگرد و ترکیبات سولفوری پسماندهای صنایع نفتی و فلزی و منابع طبیعی و همچنین هزینه کم آن بود. در ضمن گوگرد به‌دست آمده از پسماند صنایع مختلف علاوه بر هزینه زیادِ نگهداری، مشکلی اساسی برای محیط زیست محسوب

می شد. یکی از راه‌کارها برای جلوگیری از انبا شت گوگرد، م صرف آن در فعالیت‌های عمرانی بود. به خ صوص که با بروز بحران انرژی به‌کارگیری مصالح جدید با مقاومت و صرفه اقتصادی، بیشتر از گذشته احساس می‌شد.

در شرایط محیطی (اسیدی و قلیایی) که روسازی بتنی در خطر خوردگی است و مصالح رایج جواب‌گوی مقاومت بتن در برابر عوامل محیطی نیستند، بتن گوگردی به‌عنوان یک گزینه مناسب توصیه می‌شود؛ البته در این قسمت اثرات محیط زیستی محصول تولید شده باید مورد توجه قرار گیرد. بتن گوگردی می‌تواند در کارخانه‌های تولید آسفالت تولید و با ماشین‌آلات متداول پخش آسفالت به‌عنوان روسازی بتنی گوگردی اجرا شود.

به‌طور کلی بتن گوگردی از ۷۰ تا ۷۵ درصد شن و ماسه، ۲۰ تا ۲۵ درصد گوگرد و تقریباً ۲ تا ۵ درصد مواد مضاف تشکیل می‌شود. بتن گوگردی از نظر مقاومت در مقابل اسید مورد توجه بوده و ضریب انبساط حرارتی آن از بتن با سیمان پرتلند بیشتر است.

بتنی که از ترکیب گوگرد و سنگ‌دانه‌های ریز و درشت تهیه شده می‌تواند مقاومت یک روزه ۴۱۰۰ تا ۴۸۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع کسب کند. شکل (۱-۱۸) تفاوت مقاومت اولیه بتن با سیمان پرتلند و بتن گوگردی را نشان می‌دهد.



شکل ۱-۱۸- تفاوت مقاومت اولیه بتن با سیمان پرتلند و بتن گوگردی

البته در کنار مزایایی که گوگرد بتنی دارد باید ملاحظات ایمنی و محیط زیستی استفاده از گوگرد مورد توجه قرار گیرد.

به‌طور کلی مزایا و معایب استفاده از بتن گوگردی عبارتند از:

مزایا:

- دارای مقاومت زیاد در برابر خوردگی در محیط‌های نمکی و اسیدی است؛

- بتن گوگردی دارای سرعت گیرش زیاد است و ظرف ۲۴ ساعت حدود ۷۰ تا ۸۰ درصد مقاومت نهایی خود را کسب می‌کند. بنابراین، با استفاده از این نوع بتن مدت زمان مسدود کردن مسیر برای عملیات تعمیر روسازی کاهش می‌یابد؛

- نفوذ آب به داخل سطح نهایی آن عملاً ناچیز است؛

- عدم نیاز به آب در مراحل تولید؛

- هیچ محدودیتی در کاربرد آن در محیط‌های بسیار گرم و یا بسیار سرد ندارد (در محیط ۴۰- الی ۵۵ درجه سانتی‌گراد قابل تولید و کاربرد است)؛

- دارای چسبندگی خوب با میلگرد فولادی است؛

- از مزایای دیگر این نوع بتن، مقاومت خوبی است که با ماسه بادی از خود نشان می‌دهد. به همین دلیل در مناطقی که آب شیرین کم و ماسه بادی فراوان است، امکان احداث جاده با این تکنیک فراهم می‌شود؛

- با توجه به چسبندگی خوب این نوع بتن به بتن معمولی و خاصیت نفوذناپذیری آن، از بتن گوگردی می‌توان به‌عنوان لایه محافظ بتن معمولی استفاده نمود؛

- بتن گوگردی در مقابل نمک‌های یخ‌زدا مقاومت بسیار خوبی از خود نشان می‌دهد.

معایب:

- گوگرد موجود در این نوع بتن، در حرارت‌های بالای ۱۲۰ درجه سانتی‌گراد ذوب می‌شود. در نتیجه این نوع بتن مقاومت خوبی در برابر آتش سوزی ندارد؛

- استفاده از بتن گوگردی نیازمند دقتا و مراقبت‌های بیشتری در اندازه‌گیری، جابجایی و کاربرد آن است؛

- از آنجایی که تولید بتن گوگردی مستلزم حرارت دادن در درجه حرارت معین ۱۲۷ تا ۱۴۱ درجه سانتی‌گراد است، باید سعی شود تا کم‌ترین تبخیر صورت پذیرد. تهویه مناسب در هنگام ساخت و عملیات بتن‌ریزی مخلوط داغ حائز اهمیت است. بنابراین استفاده از لباس، عینک، کلاه و دستکش ایمنی الزامی است؛

- اگر سولفور بیش از درجه حرارت ذوب آن حرارت داده شود، بتن گوگردی دچار افت مقاومت می‌گردد و خطر احتراق در محل تولید وجود دارد؛

- احتمال بروز پدیده خزش در بتن گوگردی بیش از بتن معمولی است؛

- اثرات محیط زیستی و ایمنی محصول تولید شده باید مورد توجه قرار گیرد.

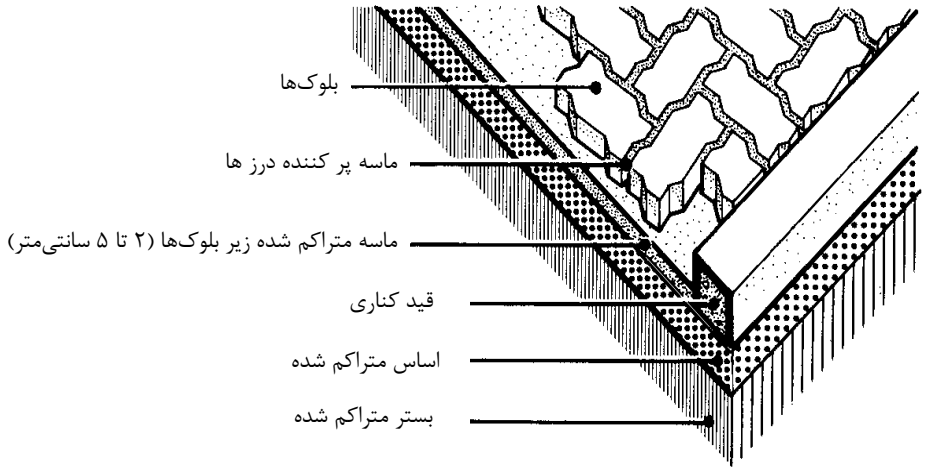
۱-۵-۲-۱۰- روسازی بلوکی بتنی[۲۲]

روسازی بلوکی بتنی از تعداد زیادی بلوک که بر روی یک لایه اساس ماسه‌ای تمیز و یک بستر از قبل آماده شده، قرار گرفته‌اند، تشکیل شده است. روسازی‌های بلوکی تکامل یافته روسازی‌های قطعه‌ای[۲۳] شامل سنگ، چوب و انواع آجر بوده

22- Concrete block paving
23- Segmental paving

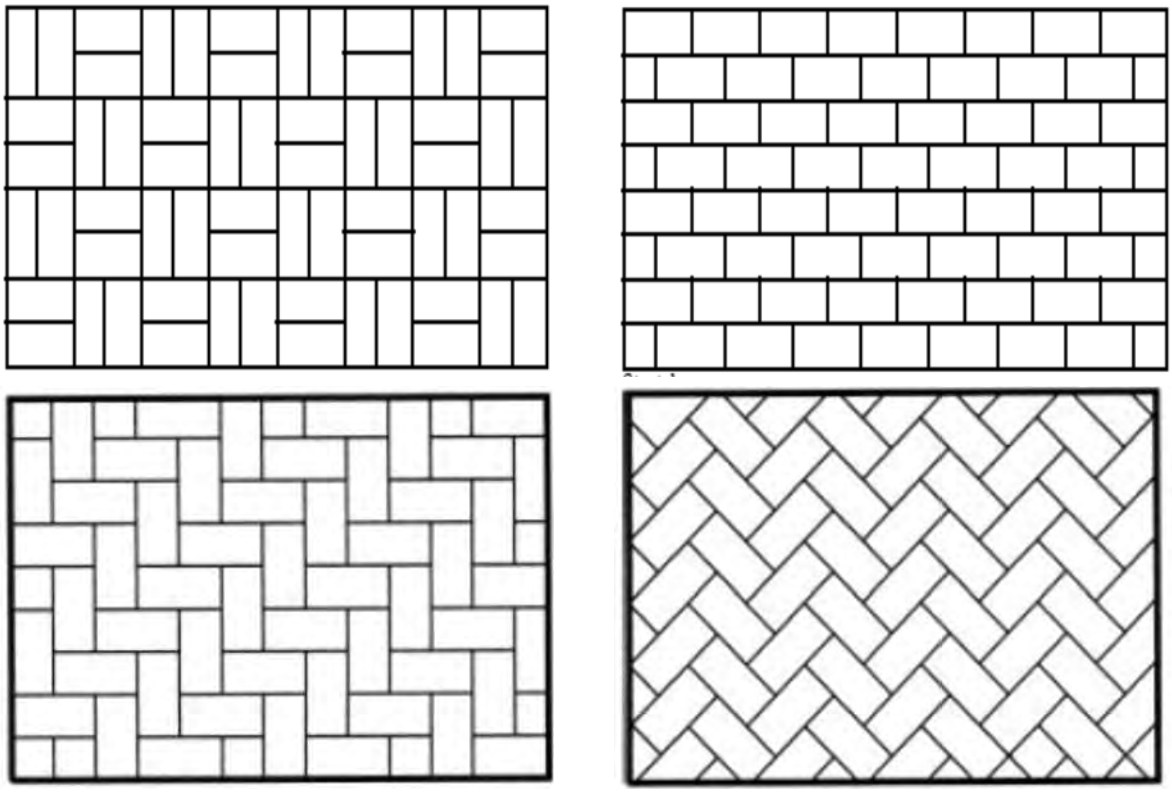
که حاصل تلفیق روش‌های اجرایی و مصالح جدید با طرح‌ها و ایده‌های سنتی می‌باشد. بلوک‌های بتنی مورد استفاده در این نوع رو سازی باید علاوه بر ایجاد یک سطح بدون تغییر شکل زیاد در مقابل بارگذاری، ویژگی‌های لازم برای ایمنی و راحتی عبور ترافیک و مقاومت لازم در برابر تاثیرات آب و هوا را نیز داشته باشند.

جزئیات روسازی بلوکی بتنی به جز بلوک‌ها و لایه ماسه زیر آن، مشابه روسازی‌های انعطاف‌پذیر است (شکل ۱-۱۹). معمولاً در زیر بلوک‌ها پس از لایه ماسه‌ای به ضخامت ۲ تا ۵ سانتی‌متر، لایه متراکم شده اساس قراردارد که روی یک بستر متراکم شده یا اصلاح شده (با سیمان و یا قیر) اجرا می‌شود. در مواردی که روسازی بلوکی بتنی در معرض بارهای سنگین قرار می‌گیرد یا شرایط خاک بستر ضعیف باشد، یک لایه زیراساس بین لایه اساس و بستر قرار می‌گیرد. روش‌ها و استانداردهای اجرایی لایه‌های زیراساس و اساس و نوع مصالح این لایه‌ها تقریباً مشابه روسازی‌های انعطاف‌پذیر است.



شکل ۱-۱۹- اجزای اصلی روسازی بلوکی بتنی

بلوک‌ها در شکل‌ها، اندازه‌ها و طرح‌های متنوع به‌کار می‌روند (شکل ۱-۲۰). طول بلوک‌ها تقریباً ۲۰ تا ۲۵ سانتی‌متر، عرض آنها ۱۰ تا ۱۶ سانتی‌متر و ضخامت آنها ۶ تا ۱۴ سانتی‌متر است. فاصله درزها نیز که معمولاً بین ۲ تا ۸ میلی‌متر است، با ماسه پر می‌شود.



شکل ۱-۲۰- نمونه ای از چیدمان بلوک‌ها در روسازی بلوکی بتنی

به‌طور کلی مزایا و معایب استفاده از روسازی بلوکی بتنی عبارتند از:

مزایا:

- اجرای آن با سهولت انجام می‌شود و به ماشین‌آلات ویژه‌ای نیاز ندارد؛
- با اضافه کردن مواد رنگی به مخلوط بتن می‌توان روسازی بلوکی بتنی با رنگ‌بندی خاص ایجاد کرد؛
- تعمیر این نوع روسازی به سهولت انجام می‌شود؛
- دسترسی به لایه‌های زیرین برای تعمیر یا عبور تاسیسات به راحتی امکان‌پذیر است؛
- با توجه به تنوع طرح و رنگ، می‌توان روسازی بلوکی بتنی را به‌صورت جذاب و هماهنگ با معماری محیط اطراف اجرا کرد؛
- اثرات نامطلوب محیط زیستی ندارد؛
- در شرایط خشک یا مرطوب دارای مقاومت لغزشی مناسب است؛
- تاخیر نا شی از عمل‌آوری م صالح (در مقایسه با رو سازی بتنی) وجود ندارد و می‌تواند بلافا صله پس از اجرا زیر بار ترافیک قرار گیرد.

معایب:

- چنانچه لایه اساس این نوع روسازی به نحو مطلوب متراکم نشود، بلوک‌های بتنی در لایه اساس فرو می‌روند و سطح ناهمواری را ایجاد می‌کنند؛

- در صورتی که قیدهای کناری به نحو مطلوبی اجرا نشوند، پس از مدتی بلوک‌ها در اثر عبور وسایل نقلیه حرکت کرده و سطح ناهمواری را ایجاد می‌کنند؛

- امکان رشد و نمو گیاهان در بین بلوک‌ها وجود دارد؛

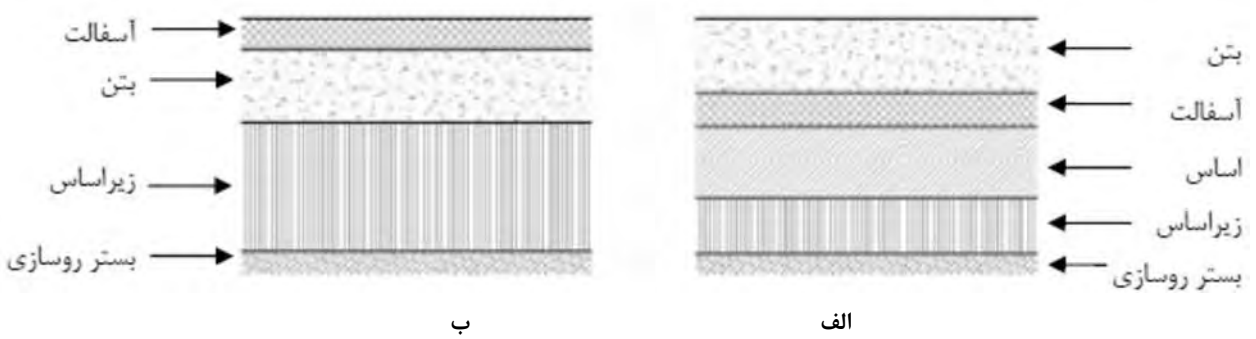
- در راه‌های با سرعت بیش از ۵۰ کیلومتر در ساعت، استفاده از این نوع روسازی، قابلیت سواری[۲۴] (همواری سطح[۲۵]) را با چالش مواجه می‌سازد.

۱-۵-۳- روسازی مختلط[۲۶] (ترکیبی)

روسازی‌هایی که ترکیبی از دو نوع روسازی سخت و قابل‌انعطاف باشند، روسازی‌های ترکیبی نامیده می‌شوند (شکل ۱-۲۱). لایه انعطاف‌پذیر می‌تواند شامل هر یک از انواع بتن آسفالتی گرم[۲۷] (آسفالت با دانه‌بندی پیوسته، آسفالت با استخوان‌بندی مصالح سنگی[۲۸] و آسفالت متخلخل[۲۹]) و لایه سخت نیز می‌تواند هر یک از انواع روسازی بتنی را شامل شود. از آنجا که تعریف واحدی برای رو سازی ترکیبی وجود ندارد، در برخی منابع ا ساس تثبیت شده با سیمان[۳۰] و بتن مگر[۳۱] به همراه لایه‌ای از آسفالت گرم نیز روسازی ترکیبی در نظر گرفته شده است.

در متون مختلف برای رو سازی ترکیبی از عبارات متنوعی ا ستفاده شده ا ست که در این ارتباط می‌توان به رو سازی نیمه سخت[۳۲]، رو سازی ترکیبی با کیفیت بالا (مرغوب)[۳۳]، رو سازی با طول عمر زیاد[۳۴]، رو سازی ترکیبی انعطاف‌پذیر[۳۵]، روسازی بی‌نیاز از نگهداری[۳۶] اشاره کرد. اصطلاحاً به رو یه بتنی که روی لا یه آسفالتی موجود قرار می‌گیرد Whitetopping گفته می‌شود.

24- Rideability
25- Smoothness
26- Composite pavement
27- Hot-Mix Asphalt (HMA)
28- Stone Matrix Asphalt (SMA)
29- Porous asphalt
30- Cement Stabilized Base (CSB)/ Cement Treated Base (CTB)
31- Lean mix concrete
32- Semi-rigid pavement
33- Premium composite pavement
34- Long-life pavement
35- Flexible composite pavement
36- Maintenance-free pavement



شکل ۱-۲۱- دو تیپ مختلف از روسازی‌های ترکیبی (الف – روسازی ترکیبی با رویه بتنی، ب- روسازی ترکیبی با رویه آسفالتی)

بر ا ساس برر سی‌های انجام شده، عملکرد رو سازی‌های ترکیبی، به دلیل عواملی مانند طراحی ا ساس سخت، نوع آسفالت گرم، چگونگی ساخت و نحوه نگهداری متفاوت گزارش شده است.

برای تحلیل خستگی روسازی انعطاف‌پذیر، کرنش کششی زیر لایه آسفالتی مدنظر قرار می‌گیرد. در واقع ترک خستگی از این نقطه شروع به رشد کرده و به سمت بالا منتشر می‌شود. در روسازی ترکیبی این نقطه بحرانی به زیر لایه اساس سخت منتقل می‌شود. استفاده از اساس سخت باعث کاهش کرنش‌های بحرانی در روسازی ترکیبی می‌شود (شکل ۱-۲۲).

شکل ۱-۲۲- موقعیت کرنش کششی بحرانی در روسازی‌های ترکیبی و انعطاف‌پذیر
(الف – روسازی ترکیبی، ب- روسازی انعطاف‌پذیر)

با وجود تنوع رو سازی‌های ترکیبی، مطالب این د ستورالعمل روی حالتی که لایه رویه از جنس آ سفالت و لایه زیرین از نوع بتنی باشد متمرکز می‌شود.

به‌طور کلی مزایا و معایب روسازی‌های ترکیبی در مقایسه با روسازی‌های انعطاف‌پذیر و سخت عبارتند از:

مزایا:

- ایجاد تکیه‌گاهی مقاوم برای لایه آسفالتی (توسط لایه اساس بتنی)؛
- ایجاد سطحی صاف و هموار برای رانندگی؛
- ایجاد سطحی با مقاومت لغزشی مناسب؛

- حفظ استحکام سازه‌ای اساس بتنی برای اطمینان از عمر زیاد سیستم روسازی (با اجرای نگهداری پیش‌گیرانه روی لایه آسفالتی)؛
- جلوگیری از نفوذ آب سطحی و نمک موجود در عملیات یخ‌زدایی به داخل اساس (به علت وجود لایه آسفالتی)؛
- کاهش گرادیان حرارتی در لایه بتنی به دلیل وجود لایه آسفالتی در قسمت فوقانی.

معایب:

- جزئیات زیاد طراحی؛
-هزینه زیاد؛
- نیاز به تجهیزات بیشتر.

۱-۶- مزایا و معایب هر یک از انواع روسازی بتنی و ترکیبی

بر اساس آنچه در بخش‌های قبل ارائه شد، جدول (۱-۲) به‌طور خلاصه مزایا و معایب هر یک از انواع روسازی بتنی و ترکیبی را نشان می‌دهد.

جدول ۱-۲- مزایا و معایب هر یک از انواع روسازی بتنی و ترکیبی

ردیف	نوع روسازی	مزایا	معایب
۱	بتنی ساده درز دار بدون میلگرد انتقال بار	- اجرای راحت - هزینه کم	- قابل استفاده فقط برای راه‌های با ترافیک سبک - حجم فعالیت نگهداری زیاد (به دلیلی تعداد درز زیاد) - افت کیفیت رانندگی (به دلیل وجود تعداد زیاد درز) - بروز خرابی‌های زودرس در محل درزها - تواتر زیاد سر و صدا در هنگام عبور وسیله نقلیه از روی درزها
۲	بتنی ساده درزدار با میلگرد انتقال بار	- اجرای راحت - هزینه کم	- حجم فعالیت نگهداری قابل ملاحظه (به دلیل تعداد زیاد درز) - تواتر زیاد سر و صدا در هنگام عبور وسیله نقلیه از روی درزها
۳	بتنی مسلح درزدار	- کاهش ضخامت دال (نسبت به حالت ساده) - ایجاد سر و صدای کمتر (نسبت به نوع ساده)	- لزوم دقت زیاد در نصب شبکه‌های فولادی - در مقایسه با هزینه‌ای که صرف می‌شود، راندمان زیادی ندارد. - پتانسیل وقوع ترک در فاصله بین دو درز متوالی و در نتیجه ایجاد خرابی در این نقاط - وقت‌گیر بودن فرآیند تعمیر - درخصوص استفاده از این نوع روسازی رضایت کلی وجود ندارد.
۴	بتنی مسلح پیوسته	- طول عمر زیاد - افزایش کیفیت رانندگی - هزینه چرخه عمر کمتر - قابل تبدیل به روسازی ترکیبی با طول عمر زیاد	- هزینه اولیه زیاد - جزئیات زیاد طراحی - وقت‌گیر بودن فرآیند تعمیر

ردیف	نوع روسازی	مزایا	معایب
		- نیاز کمتر به نگهداری	
۵	بتنی پیش‌تنیده	- نیاز کمتر به نگهداری (به علت نبود درز) - طول عمر زیاد - افزایش ظرفیت باربری روسازی - کاهش ضخامت دال - افزایش کیفیت رانندگی (به علت طول زیاد دال‌ها)	- جزئیات زیاد طراحی - هزینه زیاد - نیاز به تجهیزات ویژه - نیاز به دانش فنی زیاد
۶	بتنی پیش‌ساخته	- سرعت نصب بالا -کیفیت مناسب - به حداقل رسیدن محدودیت‌های آب و هوایی در هنگام اجرا	- نیاز به تجهیزات ویژه - جزئیات اجرایی دقیق
۷	بتن غلتکی	- طراحی راحت - اجرای راحت و سریع - هزینه کم - عدم نیاز به میلگرد - عدم نیاز به ماشین آلات ویژه	- عدم کاربرد برای راه‌های با ترافیک سنگین (در این نوع راه‌ها باید از یک رویه آسفالتی یا بتنی نیز استفاده شود) - دشواری در دستیابی به الزامات صافی سطح روسازی (هموار بودن)
۸	بتنی متخلخل	- ایمنی بیشتر (در مناطق با بارندگی زیاد) - کاهش سر و صدا	- عدم باربری زیاد - عدم کاربرد برای راه‌های با ترافیک سنگین
۹	بتن الیافی	- کاهش پتانسیل ایجاد ترک انقباضی - افزایش مقاومت خستگی بتن - امکان احداث روسازی با ضخامت کمتر - توزیع بهتر بار - صرفه‌جویی در آرماتوربندی - افزایش ضریب گسیختگی، زبری و مقاومت در برابر ضربه - افزایش انرژی جذب شده توسط بتن	- کاهش کارآیی بتن - هزینه نسبتاً زیاد تهیه و اجرای الیاف در بتن
۱۰	بتن گوگردی	- دارای مقاومت زیاد در برابر خوردگی در محیط های نمکی و اسیدی - دارای سرعت گیرش زیاد و در نتیجه کاهش مدت زمان مسدود شدن مسیر برای عملیات تعمیر روسازی - نفوذ آب به داخل سطح نهایی آن عملاً ناچیز است. عدم نیاز به آب در مراحل تولید - محدودیتی در کاربرد آن در محیط‌های بسیار گرم و یا بسیار سرد ندارد - دارای چسبندگی خوب با میلگرد فولادی - مقاومت خوب با ماسه بادی	- لزوم دقت و مراقبت‌های بیشتر در اندازه‌گیری، جابجایی و کاربرد - لزوم ایجاد تهویه مناسب در هنگام ساخت و عملیات بتن‌ریزی مخلوط داغ - افت مقاومت و احتمال بروز آتش‌سوزی در اثر حرارت زیاد - احتمال بروز پدیده خزش در بتن گوگردی بیش از بتن معمولی است. - لزوم درنظر گرفتن اثرات محیط زیستی محصول تولید شده (هرچند طبق بررسی‌های انجام شده مقدار گوگرد نشتی به محیط زیست از حد مجاز کمتر است).

ردیف	نوع روسازی	مزایا	معایب
		- مقاومت مناسب در مقابل نمک‌های یخ‌زدا	
۱۱	روسازی بلوکی بتنی	- سهولت اجرا - عدم نیاز به ماشین‌آلات ویژه - امکان تهیه روسازی بلوکی بتنی با رنگ‌بندی خاص - سهولت تعمیر - دسترسی آسان به لایه‌های زیرین برای تعمیر یا عبور تاسیسات - با توجه به تنوع طرح و رنگ، می‌توان روسازی بلوکی بتنی را به‌صورت جذاب و هماهنگ با معماری محیط اطراف اجرا کرد - اثرات نامطلوب محیط زیستی ندارد - دارای مقاومت لغزشی مناسب - عدم تاخیر برای عبور ترافیک از روی آن به دلیل نیاز نداشتن به عمل‌آوری مصالح (در مقایسه با روسازی بتنی)	- چنانچه لایه اساس این نوع روسازی به نحو مطلوب متراکم نشود، بلوک‌های بتنی در لایه اساس فرو می‌روند و سطح ناهمواری را ایجاد می‌کنند - درصورتی که قیدهای کناری به نحو مطلوبی اجرا نشوند، پس از مدتی بلوک‌ها در اثر عبور وسایل نقلیه حرکت کرده و سطح ناهمواری را ایجاد می‌کنند - امکان رشد و نمو گیاهان در بین بلوک‌ها وجود دارد - در راه‌های با سرعت بیش از ۵۰ کیلومتر در ساعت، استفاده از این نوع روسازی، قابلیت سواری (همواری سطح) را با چالش مواجه می‌سازد
۱۲	ترکیبی	- افزایش ظرفیت باربری روسازی - طول عمر زیاد - مقاومت لغزشی مناسب - جلوگیری از نفوذ نمک به داخل اساس بتنی در فرآیند یخ‌زدایی در فصل سرما - کاهش گرادیان حرارتی در لایه بتنی	- جزئیات زیاد طراحی - هزینه زیاد - نیاز به تجهیزات بیشتر

۱-۷- مستندسازی

جهت طراحی و اجرای انواع رویه‌های بتنی باید مستنداتی از طراحی و اجرا تهیه و مستندسازی شود. بدین منظور در حین طراحی رویه‌های بتنی لازم است مستندات فنی از جمله عمر روسازی (عمر طراحی، عمر بهره برداری)، ترافیک (حجم ترافیک، نوع وسایل نقلیه، نوع محور و وزن آنها، رشد سالانه انواع وسایل نقلیه، محور هم ارز)، قابلیت اطمینان و انحراف معیار، نشانه خدمت‌دهی روسازی، مشخصات فنی مصالح (ضریب برجهندگی مصالح بستر و زیراساس، ضریب الاستیسیته بتن، ضریب گسیختگی بتن)، ضریب زهکشی، ضریب انتقال بار، مشخصات میلگرد، ضریب انبساط حرارتی فولاد، مشخصات درزها، مقاومت فشاری، مقاومت خستگی بتن غلتکی، مقاومت چسبندگی بین لایه‌ها، مقاومت در برابر یخبندان و ذوب یخ و.... همچنین در حین اجرا مستندات فنی و اجرایی از جمله نتایج آزمایشگاهی، نقشه‌های چون‌ساخت، صدورگواهی‌های انجام کار، متره انجام کار و کیفیت مصالح مصرف شده، تهیه شده و جهت ارائه به کارفرما توسط مشاور و پیمانکار مستندسازی گردد.

فصل دوم

طراحی

۲-۱- طراحی روسازی بتنی ساده درزدار (JPCP)

۲-۱-۱- مقدمه

سازه روسازی راه، یک سیستم چند لایه‌ای است که برای توزیع و انتقال بار ترافیک به بستر روسازی طرح می‌شود. روسازی بتنی ساده درزدار از دال‌های بتنی غیر مسلح همراه با درزهای طولی و عرضی تشکیل می‌شود. طراحی روسازی بتنی ساده درزدار، شامل تعیین ضخامت کل سازه و هر یک از لایه‌های تشکیل دهنده آن، طراحی درزهای موجود در این ساختار و طراحی ناحیه انتقال است. این طراحی به گونه‌ای انجام می‌شود که روسازی بتنی در دوره طرح با قابلیت اطمینان معینی، آمد و شد راحت، مطمئن و ایمن را در یک سطح هموار تأمین نماید. شکل (۲-۱) انواع و ترتیب لایه‌های روسازی بتنی ساده درزدار را نشان می‌دهد[۱].

دال بتنی ساده درزدار (JPCP)
میان‌لایه- پیوندزدا
زیراساس [۱] (سنگ‌دانه‌ای، تثبیت‌شده، نفوذپذیر، آسفالتی، بتن مگر)
بستر متراکم

شکل ۲-۱- ترکیب لایه‌های روسازی بتنی ساده درزدار

۲-۱-۲- عوامل مؤثر در طرح روسازی

عوامل مؤثر در طرح روسازی راه‌های جدید و یا بازسازی کامل راه‌های قدیمی به‌شرح زیر است:

۲-۱-۲-۱- عمر روسازی

عمر روسازی شامل عمر طراحی (دوره تحلیل) و عمر بهره‌برداری به شرح زیر است:

۲-۱-۲-۱-۱- عمر طراحی[۲] (دوره تحلیل[۳])

عمر طراحی یا دوره تحلیل، مدت زمانی است که روسازی دچار خرابی‌های عمده نشود. در برخی از موارد، طرح و اجرای روسازی به‌صورت مرحله‌ای از لحاظ اقتصادی، بیشتر مقرون به صرفه است. معمولاً عمر طراحی به گونه‌ای تعیین می‌گردد که در طی این مدت، اجرای یک تعمیر اساسی[۴] برای آن پیش‌بینی شود. انتخاب این گزینه با در نظر گرفتن

۱- در روسازی بتنی عموماً به لایه باربرِ زیرِ دال بتنی، لایه زیراساس اطلاق می‌شود؛ با این وجود برخی مراجع، این لایه را اساس (Base) نامیده‌اند. توضیحات بیشتر در خصوص این لایه در بند (۳-۲) ارائه شده است.

2- Design life
3- Analysis period
4- Rehabilitation

هزینه‌های نگهداری در دوران بهره‌برداری و هزینه‌های تعمیر اساسی بعدی صورت می‌گیرد. عمر طراحی برحسب اهمیت راه تعیین می‌شود. به‌عنوان راهنمایی می‌توان از جدول (۲-۱) برای تعیین عمر طراحی راه‌های بتنی استفاده کرد.

جدول ۲-۱- عمر طراحی راه‌های بتنی

طبقه‌بندی راه	عمر طراحی (سال)
راه‌های درون شهری با ترافیک زیاد	۳۰-۵۰
راه‌های برون شهری با ترافیک زیاد	۲۰-۵۰
راه‌های دارای رویه بتنی با ترافیک کم (تعداد محور هم‌ارز ۸/۲ تنی کمتر از یک میلیون)	۱۵-۲۵

۲-۱-۲-۱-۲- عمر بهره‌برداری[5]

عمر یا دوره بهره‌برداری، مدت زمانی است که روسازی اولیه بدون نیاز به تعمیر اساسی با کیفیت قابل قبول دوام آورد. زمان بین دو تعمیر را نیز عمر بهره‌برداری می‌نامند. در واقع این دوره شامل مدت زمانی است که روسازی از میزان خدمت‌دهی اولیه (P_i) به میزان خدمت‌دهی نهایی (P_t) برسد. عمر بهره برداری بر اساس تجربه‌های طراح و سیاست‌های کارفرما تعیین می‌شود و تابع نحوه و سیستم نگهداری راه است.

۲-۱-۲-۲- ترافیک

ترافیک، یکی از مهمترین پارامترها در طراحی روسازی است. ترافیک عبوری در دوره طراحی در راه‌های موجود بر مبنای آمارگیری و آگاهی از روند رشد ترافیک در سال‌های قبل و جذب ترافیک (پروژه‌های بهسازی) و در راه‌های جدید با انجام مطالعات حمل و نقل، تخمین رشد ناشی از توسعه آتی و برآورد قابلیت جذب، پیش‌بینی می‌شود. با تعیین حجم ترافیک، نوع وسایل نقلیه، وزن و نوع محور، می‌توان آنها را به وزن محور استاندارد یا محور مبنای طرح تبدیل کرد. تعیین پارامترهای زیر در مطالعات ترافیک ضروری است:

- حجم ترافیک عبوری در سال اول بهره‌برداری؛
- نوع وسایل نقلیه، نوع محور و وزن آنها؛
- نرخ رشد سالانه انواع وسایل نقلیه؛
- ضرایب هم ارز برای تبدیل انواع محورها با وزن‌های مختلف به محوراستاندارد؛
- ضریب توزیع جهتی ترافیک؛
- ضریب توزیع ترافیک در خط طرح.

5- Performance period

۲-۱-۲-۲- ۱- حجم ترافیک

حجم ترافیک، عبارت از تعداد کل وسایل نقلیه‌ای است که از یک مقطع مشخص راه در زمان معینی عبور می‌نماید و به دو روش بصری و مکانیکی آمارگیری می‌شود. دوره‌های زمانی معمول برای شمارش تعداد ترافیک، سالیانه، روزانه یا ساعتی است. معمولاً در محاسبه طرح روسازی، متوسط ترافیک روزانهٔ سالیانه[۶] (AADT) یا متوسط ترافیک روزانه[۷] (ADT) مبنا قرار می‌گیرد. چنانچه حجم ترافیک بر اساس سایر بازه‌های زمانی بدست آمده باشد، لازم است با اعمال ضرایب مناسب از مراجع معتبر و یا مطالعات مشاور به متوسط ترافیک روزانهٔ سالیانه یا متوسط ترافیک روزانه تبدیل گردد. مهمترین عوامل در آمارگیری، مکان، زمان و بازه آن است. مکان شمارش وسایل نقلیه یا ایستگاه‌ها باید به گونه‌ای باشد که نتایج شمارش، گویای ترافیک عبوری از قطعه مورد نظر بوده و غیر واقعی نباشد. زمان و بازه شمارش نیز باید به گونه‌ای باشد که بر اساس نتایج شمارش بتوان به برآورد واقعی تعداد ترافیک در طول سال دست یافت.

برای تعیین حجم ترافیک در محورهای موجود از نتایج آمارگیری‌های ارائه شده توسط سازمان راهداری و حمل و نقل جاده‌ای استفاده می‌شود. در صورت فقدان آمار برای راه مورد نظر، مهندس مشاور در حداقل ۷ روزی که شرایط اجتماعی و محیطی خاص بر ترافیک محور تأثیر نداشته باشد، نسبت به آمارگیری اقدام نموده و آن را در طراحی لحاظ خواهد نمود.

برای پیش‌بینی حجم ترافیک در راه‌های جدید، باید از نتایج مطالعات طرح هندسی استفاده شود.

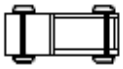
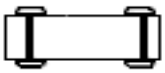
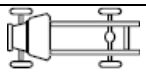
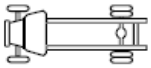
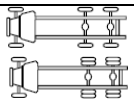
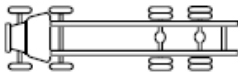
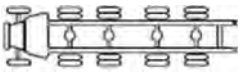
۲-۱-۲-۲-۲- نوع وسایل نقلیه، نوع محور و وزن آنها

شمارش تعداد انواع وسایل نقلیه به تفکیک نوع وسیله، تعداد محور و وزن آنها بسیار مهم است. در جدول (۲-۲-الف) طبقه‌بندی وسایل نقلیه و مشخصات محورها و وزن آنها ارائه شده است. در صورت نیاز به وزن وسایل نقلیه تجاری خالی (کامیون و تریلی فاقد بار) می‌توان از جدول (۲-۲-ب) استفاده کرد.

در پروژه‌های بهسازی، نسبت پر و خالی بودن کامیون‌ها بر اساس آمارهای سازمان راهداری و حمل و نقل جاده‌ای و یا از طریق آمارگیری و بررسی‌های محلی تعیین می‌شود. در طرح‌های نوسازی نیز این نسبت بر اساس تجزیه و تحلیل آمار ترافیک عبوری و شرایط محلی محاسبه می‌شود. در هر حال، نسبت کامیون‌های خالی در محاسبات روسازی، نباید بیش از ۲۵ درصد کل کامیون‌ها منظور گردد. ضمن آنکه در راه‌های با مسیرهای رفت و برگشت مجزا، مشاور باید با بررسی‌های محلی، دقت لازم در جهت کامیون‌های پر و خالی را در مطالعات، مد نظر قرار دهد.

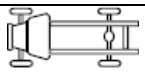
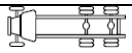
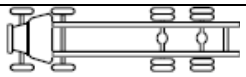
6- Annual Average Daily Traffic (AADT)
7- Average Daily Traffic (ADT)

جدول ۲-۲-الف- طبقه‌بندی وسایل نقلیه و مشخصات محور و وزن آنها

نوع وسیله نقلیه	تعداد محور	آرایش چرخ‌ها	محور جلو		محور وسط		محور عقب		وزن کل (تن)
			نوع	وزن (تن)	نوع	وزن (تن)	نوع	وزن (تن)	
سواری	۲		منفرد	۱			منفرد	۱	۲
وانت	۲		منفرد	۱			منفرد	۲	۳
مینی بوس	۲		منفرد	۳			منفرد	۳	۶
اتوبوس	۲		منفرد	۳			منفرد	۶	۹
کامیون دو محور سبک	۲		منفرد	۶			منفرد	۹	۱۵
کامیون دو محور سنگین	۲		منفرد	۶			منفرد	۱۳	۱۹
کامیون سه محور	۳		منفرد	۶			مرکب	۲۰	۲۶
تریلی چهار محور	۴		منفرد	۶	منفرد	۱۰	منفرد	۱۰+۱۰	۳۶
					منفرد	۱۰	مرکب*	۱۶	۳۲
تریلی پنج محور	۵		منفرد	۶	مرکب	۱۶	مرکب	۱۸	۴۰
تریلی پنج محور	۵		منفرد	۶	منفرد	۱۰	تریدم (سه‌تایی)	۲۴	۴۰

● اگر فاصله محورهای وسط یا عقب کمتر از ۲ متر باشد، محور مرکب در نظر گرفته می‌شود.

جدول ۲-۲-ب- مشخصات محور و وزن وسایل نقلیه تجاری فاقد بار

نوع وسیله نقلیه فاقد بار	تعداد محور	آرایش چرخ‌ها	محور جلو		محور وسط		محور عقب		وزن کل (تن)
			نوع	وزن (تن)	نوع	وزن (تن)	نوع	وزن (تن)	
کامیون دو محور	۲		منفرد	۳			منفرد	۶	۹
مامیون سه محور	۳		منفرد	۳			مرکب	۷	۱۰
تریلی چهار محور	۴		منفرد	۳	منفرد	۶	مرکب	۶	۱۵

۲-۱-۲-۲-۳- رشد سالانه انواع وسایل نقلیه

نرخ رشد وسایل نقلیه در دوره طرح بر اساس رشد ترافیک در دوره‌های گذشته و با در نظر گرفتن اثرات ناشی از توسعه‌های آتی و میزان ترافیک جذب شده از مناطق مجاور، به‌طور مجزا برای گروه‌های مختلف ترافیک از قبیل سبک و سنگین و یا باری و مسافری تعیین می‌گردد.

برای تعیین نرخ رشد ترافیک در راه‌های موجود از نتایج آمارگیری‌ها استفاده می‌شود. چنین آماری باید حداقل شامل یک دوره ۱۰ ساله از داده‌های ترافیکی باشد. استفاده از آمار در دوره‌های زمانی کوتاه‌تر، ممکن است نتایج گمراه کننده‌ای را ارائه دهد. برای پروژه‌های نوسازی باید از نتایج آمارگیری محورهای موجود در محدوده پروژه و با استفاده از مدل‌های مناسب پیش‌بینی سفر، نرخ رشد ترافیک و میزان ترافیک سال شروع طرح محاسبه شود. به هر حال چنانچه آمارگیری نتایجی با دامنه تغییرات زیاد داشته باشد و یا آمار لازم در دوره ۱۰ ساله وجود نداشته باشد، باید با بررسی طرح‌های توسعه منطقه‌ای و کشور همراه با ارائه دلایل و شواهد مورد نیاز نسبت به تعیین نرخ رشد ترافیک بر اساس شرایط واقعی اقدام شود.

برای تعیین نرخ رشد سالیانه ترافیک با استفاده از آمارهای موجود، از روش رگرسیون استفاده می‌شود. در این روش، پس از ترسیم نمودار لگاریتم تعداد وسیله نقلیه نسبت به زمان (برحسب سال)، بهترین خط برازش (ضریب همبستگی حداقل ۰/۸) مشخص و با استفاده از روش زیر (مجموعه روابط ۲-۱)، مقدار نرخ رشد سالیانه ترافیک (r) محاسبه می‌شود:

$$T_n = T_0(1+r)^n \qquad (۱-۲)$$

$$LogT_n = LogT_0 + nLog(1+r)$$

$$LogT_0 = Y_0 \quad LogT_n = Y$$

$$A = Log(1+r)$$

$$Y = Y_0 + An$$

$$r = 10^A - 1$$

که در آن، Y لگاریتم حجم ترافیک، n زمان برحسب تعداد سال، A شیب خط برازش و r نرخ رشد سالیانه ترافیک است.

با در دست داشتن میزان ترافیک در سال اول بهره‌برداری طرح و ضرایب رشد سالانه وسایل نقلیه، میزان ترافیک در سال‌های آتی از رابطه (۲-۱) محاسبه می‌شود.

۲-۱-۲-۲-۴- محور هم‌ارز

اثر بار وارده از سوی وسایل نقلیه مختلف (محورهای مختلف) در طول عمر طراحی روسازی، بر حسب تعداد محور منفرد ۸/۲ تنی هم‌ارز بیان می‌شود. برای تبدیل اثر محورهای مختلف به بار محوری استاندارد (۸/۲ تنی) از ضرایب

مندرج در جدول‌های (۲-۳) تا (۲-۱۱) استفاده می‌شود. در این جدول‌ها P_t نشانه خدمت‌دهی نهایی روسازی است که برای آزادراه و بزرگراه برابر ۳، برای راه اصلی برابر ۲/۵ و برای راه فرعی ۲ در نظر گرفته می‌شود.

برای استفاده از ضرایب موجود در جدول‌های مذکور باید بر اساس تجارب قبلی، ضخامت اولیه‌ای برای دال بتنی فرض شود، سپس در صورت مغایرت ضخامت اولیه فرض شده و نهایی (حاصل از طراحی روسازی)، محاسبات تکرار شود[۸].

جدول ۲-۳- ضریب بار هم‌ارزی برای محور منفرد و P_t=۲

بار محوری (تن)	ضخامت دال بتنی، D (سانتی‌متر)								
	۱۵	۱۷/۵	۲۰	۲۲/۵	۲۵	۲۷/۵	۳۰	۳۲/۵	۳۵
۱	۰/۰۰۰۳	۰/۰۰۰۳	۰/۰۰۰۳	۰/۰۰۰۳	۰/۰۰۰۳	۰/۰۰۰۳	۰/۰۰۰۳	۰/۰۰۰۳	۰/۰۰۰۳
۲	۰/۰۰۳۳	۰/۰۰۳۲	۰/۰۰۳۱	۰/۰۰۳	۰/۰۰۳	۰/۰۰۳	۰/۰۰۳	۰/۰۰۳	۰/۰۰۳
۳	۰/۰۱۶۱	۰/۰۱۵۴	۰/۰۱۴۹	۰/۰۱۴۸	۰/۰۱۴۷	۰/۰۱۴۷	۰/۰۱۴۶	۰/۰۱۴۶	۰/۰۱۴۶
۴۵	۰/۰۵۱۹	۰/۰۴۹۶	۰/۰۴۸۴	۰/۰۴۷۸	۰/۰۴۷۶	۰/۰۴۷۵	۰/۰۴۷۴	۰/۰۴۷۴	۰/۰۴۷۴
۵	۰/۰۸۷۲	۰/۰۸۳۸	۰/۰۸۱۷	۰/۰۸۰۸	۰/۰۸۰۴	۰/۰۸۰۲	۰/۰۸۰۱	۰/۰۸۰۱	۰/۰۸۰۱
۶	۰/۲۸	۰/۲۷	۰/۲۷	۰/۲۶	۰/۲۶	۰/۲۶	۰/۲۶	۰/۲۶	۰/۲۶
۷	۰/۵۳	۰/۵۲	۰/۵۲	۰/۵۱	۰/۵۱	۰/۵۱	۰/۵۱	۰/۵۱	۰/۵۱
۸	۰/۹۲	۰/۹۲	۰/۹۲	۰/۹۲	۰/۹۲	۰/۹۱	۰/۹۱	۰/۹۱	۰/۹۱
۹	۱/۵	۱/۵	۱/۵۲	۱/۵۲	۱/۵۳	۱/۵۳	۱/۵۳	۱/۵۳	۱/۵۳
۱۰	۲/۳۴	۲/۳۴	۲/۳۷	۲/۴	۲/۴۲	۲/۴۳	۲/۴۴	۲/۴۴	۲/۴۴
۱۱	۳/۵۲	۳/۴۹	۳/۵۵	۳/۶۲	۳/۶۷	۳/۷	۳/۷۱	۳/۷۱	۳/۷۲
۱۲	۵/۱۴	۵/۰۵	۵/۱۳	۵/۲۶	۵/۳۶	۵/۴۱	۵/۴۴	۵/۴۶	۵/۴۷
۱۳	۷/۲۹	۷/۱۲	۷/۲	۷/۴	۷/۵۸	۷/۶۹	۷/۷۵	۷/۷۹	۷/۸

جدول ۲-۴- ضریب بار هم‌ارزی برای محور مرکب و P_t=۲

بار محوری (تن)	ضخامت دال بتنی، D (سانتی‌متر)								
	۱۵	۱۷/۵	۲۰	۲۲/۵	۲۵	۲۷/۵	۳۰	۳۲/۵	۳۵
۱۰	۰/۳۲۱۷	۰/۳۱۵۳	۰/۳۱۰۲	۰/۳۰۷۷	۰/۳۰۶۶	۰/۳۰۶۱	۰/۳۰۵۹	۰/۳۰۵۸	۰/۳۰۵۷
۱۲	۰/۶۷۵۷	۰/۶۷۲۸	۰/۶۶۹۲	۰/۶۶۷۱	۰/۶۶۶۱	۰/۶۶۵۷	۰/۶۶۵۵	۰/۶۶۵۴	۰/۶۶۵۴
۱۴	۱/۲۷۱۲	۱/۲۷۳۸	۱/۲۸۲۵	۱/۲۸۸۶	۱/۲۹۱۶	۱/۲۹۳۰	۱/۲۹۳۷	۱/۲۹۴۰	۱/۲۹۴۲
۱۶	۲/۲۱۸۷	۲/۲۱۳۵	۲/۲۴۷۶	۲/۲۷۹۳	۲/۲۹۷۴	۲/۳۰۶۵	۲/۳۱۰۹	۲/۳۱۳۱	۲/۳۱۴۲
۱۸	۳/۶۶۰۴	۳/۶۱۶۹	۳/۶۷۸۴	۳/۷۶۱۴	۳/۸۱۷۹	۳/۸۴۸۵	۳/۸۶۴۱	۳/۸۷۲۰	۳/۸۷۶۲
۲۰	۵/۷۷	۵/۶۴	۵/۷۲	۵/۸۷	۶	۶/۰۸	۶/۱۳	۶/۱۵	۶/۱۶
۲۲	۸/۷۵	۸/۴۹	۸/۵۴	۸/۷۸	۹/۰۲	۹/۱۹	۹/۳	۹/۳۵	۹/۳۸

۸- برای فرض ابتدایی می‌توان از مقدار D=۲۰cm استفاده کرد.

جدول ۲-۵- ضریب بار هم‌ارزی برای محور تریدم (سه‌تایی) و P_t=۲

بار محوری (تن)	ضخامت دال بتنی، D (سانتی‌متر)								
	۱۵	17/5	20	22/5	25	27/5	30	32/5	35
20	1/741	1/7411	1/7641	1/7833	1/7938	1/7989	1/8013	1/8026	1/8032
22	2/5937	2/5778	2/6215	2/6686	2/6975	2/7124	2/7198	2/7234	2/7254
24	3/7516	3/7001	3/7615	3/851	3/914	3/9489	3/9668	3/9759	3/9807
26	5/2897	5/179	5/2467	5/3897	5/5076	5/5788	5/6171	5/6371	5/6477

جدول ۲-۶- ضریب بار هم‌ارزی برای محور منفرد و P_t=۲/۵

بار محوری (تن)	ضخامت دال بتنی، D (سانتی‌متر)								
	15	17/5	20	22/5	25	27/5	30	32/5	35
1	0/0003	0/0003	0/0003	0/0003	0/0003	0/0003	0/0003	0/0003	0/0003
2	0/0037	0/0034	0/0032	0/0031	0/003	0/003	0/003	0/003	0/003
3	0/0181	0/0163	0/0154	0/0149	0/0148	0/0147	0/0147	0/0146	0/0146
4	0/058	0/0526	0/0496	0/0484	0/0478	0/0476	0/0475	0/0474	0/0474
5	0/1442	0/1329	0/1261	0/1231	0/1218	0/1213	0/121	0/1209	0/1208
6	0/3	0/28	0/27	0/27	0/26	0/26	0/26	0/26	0/26
7	0/55	0/54	0/52	0/52	0/51	0/51	0/51	0/51	0/51
8	0/92	0/92	0/92	0/92	0/92	0/92	0/91	0/91	0/91
9	1/46	1/47	1/5	1/51	1/52	1/53	1/53	1/53	1/53
10	2/23	2/22	2/29	2/36	2/4	2/42	2/43	2/43	2/44
11	3/29	3/23	3/36	3/51	3/61	3/66	3/69	3/7	3/71
12	4/75	4/57	4/73	5/01	5/22	5/34	5/4	5/44	5/46
13	6/69	6/34	6/49	6/9	7/28	7/53	7/66	7/74	7/78

جدول ۲-۷- ضریب بار هم‌ارزی برای محور مرکب و P_t=۲/۵

بار محوری (تن)	ضخامت دال بتنی، D (سانتی‌متر)								
	15	17/5	20	22/5	25	27/5	30	32/5	35
10	0/3424	0/3276	0/3159	0/3102	0/3078	0/3067	0/3062	0/3059	0/3058
12	0/6885	0/6821	0/6739	0/6693	0/6672	0/6662	0/6658	0/6656	0/6655
14	1/2434	1/2491	1/2682	1/2814	1/2882	1/2913	1/2928	1/2935	1/2939
16	2/1056	2/0945	2/1669	2/2355	2/2753	2/2953	2/305	2/3099	2/3124
18	3/4068	3/3174	3/4443	3/6196	3/7415	3/8086	3/843	3/8605	3/8697
20	5/31	5/06	5/2	5/52	5/8	5/97	6/07	6/12	6/14
22	7/99	7/48	7/57	8/05	8/56	8/93	9/15	9/27	9/33

جدول ۲-۸- ضریب بار هم‌ارزی برای محور تریدم (سه‌تایی) و P_t=۲/۵

بار محوری (تن)	ضخامت دال بتنی، D (سانتی‌متر)								
	15	17/5	20	22/5	25	27/5	30	32/5	35
20	1/667	1/667	1/7164	1/7583	1/7814	1/7927	1/7981	1/8008	1/8022
22	2/4385	2/4053	2/497	2/598	2/6609	2/6936	2/7099	2/7181	2/7224
24	3/4825	3/3771	3/503	3/691	3/8267	3/9029	3/9423	3/9626	3/9732
26	4/8677	4/644	4/78	5/0746	5/3248	5/4792	5/5632	5/6074	5/6309

جدول ۲-۹- ضریب بار هم‌ارزی برای محور منفرد و P_t=۳

بار محوری (تن)	ضخامت دال بتنی، D (سانتی‌متر)								
	15	17/5	20	22/5	25	27/5	30	32/5	35
1	0/0004	0/0003	0/0003	0/0003	0/0003	0/0003	0/0003	0/0003	0/0003
2	0/0044	0/0036	0/0033	0/0031	0/0031	0/003	0/003	0/003	0/003
3	0/021	0/0176	0/0159	0/0152	0/0149	0/0147	0/0147	0/0147	0/0146
4	0/0669	0/0567	0/0513	0/0491	0/0481	0/0477	0/0476	0/0475	0/0474
5	0/1636	0/1423	0/1301	0/1248	0/1226	0/1216	0/1212	0/121	0/1209
6	0/33	0/3	0/28	0/27	0/27	0/26	0/26	0/26	0/26
7	0/58	0/56	0/53	0/52	0/52	0/51	0/51	0/51	0/51
8	0/93	0/93	0/92	0/92	0/92	0/92	0/92	0/91	0/91
9	1/42	1/43	1/47	1/5	1/52	1/53	1/53	1/53	1/53
10	2/09	2/08	2/2	2/31	2/37	2/41	2/42	2/43	2/43
11	3/02	2/92	3/12	3/37	3/53	3/62	3/67	3/69	3/71
12	4/29	4/02	4/27	4/69	5/04	5/24	5/35	5/41	5/44
13	5/99	5/46	5/69	6/32	6/92	7/32	7/55	7/67	7/74

جدول ۲-۱۰- ضریب بار هم‌ارزی برای محور مرکب و P_t=۳

بار محوری (تن)	ضخامت دال بتنی، D (سانتی‌متر)								
	15	17/5	20	22/5	25	27/5	30	32/5	35
10	0/3712	0/3442	0/3234	0/3135	0/3093	0/3074	0/3065	0/3061	0/3059
12	0/7055	0/6943	0/68	0/6721	0/6685	0/6669	0/6661	0/6657	0/6656
14	1/2085	1/2179	1/2498	1/2723	1/2837	1/2891	1/2917	1/2929	1/2936
16	1/9683	1/9506	2/0673	2/1804	2/2472	2/281	2/2976	2/3059	2/3101
18	3/1057	2/9676	3/1643	3/4445	3/6453	3/7577	3/8159	3/8457	3/8613
20	4/76	4/39	4/6	5/1	5/55	5/83	5/99	6/07	6/12
22	7/1	6/35	6/49	7/2	8	8/59	8/96	9/16	9/27

جدول ۲-۱۱- ضریب بار هم‌ارزی برای محور تریدم (سه‌تایی) و P_t=۳

بار محوری (تن)	ضخامت دال بتنی، D (سانتی‌متر)								
	15	17/5	20	22/5	25	27/5	30	32/5	35
20	1/5761	1/5762	1/6569	1/7266	1/7655	1/7847	1/794	1/7986	1/8009
22	2/252	2/1999	2/3452	2/5096	2/6145	2/6697	2/6973	2/7112	2/7185
24	3/1639	3/0019	3/1957	3/4944	3/717	3/8444	3/9111	3/9454	3/9635
26	4/3729	4/035	4/2391	4/6954	5/0981	5/3533	5/4944	5/5693	5/6092

۲-۱-۲-۲-۵- محاسبه تعداد کل محور هم‌ارز عبوری در دوره طرح

پس از تعیین تعداد محور هم‌ارز عبوری در سال اول طرح، تعداد کل محور هم‌ارز در n سال دوره طرح از رابطه (۲-۲) محاسبه می‌شود.

$$ESAL_n = EAL\frac{(1+r)^n - 1}{r} \qquad (۲-۲)$$

که در آن، $ESAL_n$ تعداد کل محور هم‌ارز در n سال دوره طرح[9] (در مواردی که طرح و اجرای مرحله‌ای مد نظر باشد، n عمر بهره‌برداری خواهد بود) و EAL تعداد محور هم‌ارز عبوری در سال اول طرح و r نرخ رشد سالیانه ترافیک می‌باشد. مقدار عبارت $\frac{(1+r)^n - 1}{r}$ ضریب رشد ترافیک نامیده می‌شود که به ازای دوره‌های مختلف می‌توان مقدار آن را از جدول (۲-۱۲) به‌دست آورد.

9- Equivalent Single Axle Load (ESAL)

جدول ۲-۱۲- ضرایب رشد ترافیک

عمر طرح (سال)	نرخ رشد سالانه ترافیک برحسب درصد							
	۰	۲	۴	۵	۶	۷	۸	۱۰
۱	۱	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰
۲	۲	۲/۰۲	۲/۰۴	۲/۰۵	۲/۰۶	۲/۰۷	۲/۰۸	۲/۱۰
۳	۳	۳/۰۶	۳/۱۲	۳/۱۵	۳/۱۸	۳/۲۱	۳/۲۵	۳/۳۱
۴	۴	۴/۱۲	۴/۲۵	۴/۳۱	۴/۳۷	۴/۴۴	۴/۵۱	۴/۶۴
۵	۵	۵/۲۰	۵/۴۲	۵/۵۳	۵/۶۴	۵/۷۵	۵/۸۷	۶/۱۱
۶	۶	۶/۳۱	۶/۶۳	۶/۸۰	۶/۹۸	۷/۱۵	۷/۳۴	۷/۷۲
۷	۷	۷/۴۳	۷/۹۰	۸/۱۴	۸/۳۹	۸/۶۵	۸/۹۲	۹/۴۹
۸	۸	۸/۵۸	۹/۲۱	۹/۵۵	۹/۹۰	۱۰/۲۶	۱۰/۶۴	۱۱/۴۴
۹	۹	۹/۷۵	۱۰/۵۸	۱۱/۰۳	۱۱/۴۹	۱۱/۹۸	۱۲/۴۹	۱۳/۵۸
۱۰	۱۰	۱۰/۹۵	۱۲/۰۱	۱۲/۵۸	۱۳/۱۸	۱۳/۸۲	۱۴/۴۹	۱۵/۹۴
۱۱	۱۱	۱۲/۱۷	۱۳/۴۹	۱۴/۲۱	۱۴/۹۷	۱۵/۷۸	۱۶/۶۵	۱۸/۵۳
۱۲	۱۲	۱۳/۴۱	۱۵/۰۳	۱۵/۹۲	۱۶/۸۷	۱۷/۸۹	۱۸/۹۸	۲۱/۳۸
۱۳	۱۳	۱۴/۶۸	۱۶/۶۳	۱۷/۷۱	۱۸/۸۸	۲۰/۱۴	۲۱/۵۰	۲۴/۵۲
۱۴	۱۴	۱۵/۹۷	۱۸/۲۹	۱۹/۶۰	۲۱/۰۲	۲۲/۵۵	۲۴/۲۱	۲۷/۹۷
۱۵	۱۵	۱۷/۲۹	۲۰/۰۲	۲۱/۵۸	۲۳/۲۸	۲۵/۱۳	۲۷/۱۵	۳۱/۷۷
۱۶	۱۶	۱۸/۶۴	۲۱/۸۲	۲۳/۶۶	۲۵/۶۷	۲۷/۸۹	۳۰/۳۲	۳۵/۹۵
۱۷	۱۷	۲۰/۰۱	۲۳/۷۰	۲۵/۸۴	۲۸/۲۱	۳۰/۸۴	۳۳/۷۵	۴۰/۵۴
۱۸	۱۸	۲۱/۴۱	۲۵/۶۵	۲۸/۱۳	۳۰/۹۱	۳۴/۰۰	۳۷/۴۵	۴۵/۶۰
۱۹	۱۹	۲۲/۸۴	۲۷/۶۷	۳۰/۵۴	۳۳/۷۶	۳۷/۳۸	۴۱/۴۵	۵۱/۱۶
۲۰	۲۰	۲۴/۳۰	۲۹/۷۸	۳۳/۰۷	۳۶/۷۹	۴۱/۰۰	۴۵/۷۶	۵۷/۲۷
۲۵	۲۵	۳۲/۰۳	۴۱/۶۵	۴۷/۷۳	۵۴/۸۶	۶۳/۲۵	۷۳/۱۱	۹۸/۳۵
۳۰	۳۰	۴۰/۵۷	۵۶/۰۸	۶۶/۴۴	۷۹/۰۶	۹۴/۴۶	۱۱۳/۲۸	۱۶۴/۴۹
۳۵	۳۵	۴۹/۹۹	۷۳/۶۵	۹۰/۳۲	۱۱۱/۴۳	۱۳۸/۲۴	۱۷۲/۳۲	۲۷۱/۰۲

تعداد ترافیک یا تعداد محورهای استاندارد عبوری از خط طرح نیز از رابطه (۲-۳) بدست می‌آید.

$$W = D_D \times D_L \times ESAL_n \qquad (۳-۲)$$

که در آن W تعداد کل محورهای استاندارد عبوری در دوره طرح از خط طرح، D_D ضریب توزیع ترافیک در هر جهت (معمولاً برابر ۰/۵)، D_L ضریب توزیع ترافیک در خط طرح می‌باشد که از جدول (۲-۱۳) می‌توان به‌عنوان راهنما استفاده کرد و $ESAL_n$ تعداد کل محورهای استاندارد عبوری در n سال دوره طرح می‌باشد.

چنانچه آمارگیری به‌گونه‌ای باشد که ترافیک رفت و برگشتی (دو طرفه) را در برگیرد، باید از ضریب توزیع جهتی ترافیک (D_D) برای تعیین میزان ترافیک هر طرف استفاده شود. این ضریب معمولاً با فرض توزیع مساوی ترافیک در هر جهت، برابر ۰/۵ می‌باشد. مگر آنکه آمار ترافیکی موجود و یا مطالعات مربوطه، خلاف این امر را نشان دهد که در این صورت مهندس مشاور بر مبنای داده‌های موجود، ضریب توزیع جهتی را برای پروژه تعیین خواهد کرد.

جدول ۲-۱۳- درصد عبوری از خط طرح (D_L)

تعداد خط در هرجهت	درصد عبوری از خط طرح (D_L)
۱	۱۰۰
۲	۸۰-۱۰۰
۳	۶۰-۸۰
۴	۵۰-۷۵

مثال:

متوسط ترافیک روزانه یک بزرگراه چهارخطه (دوخط رفت و دو خط برگشت) در سال اول طرح مطابق جدول (۲-۱۴-الف) است. اگر نرخ رشد سالانه برای گروه وسایل نقلیهٔ سواری و وانت برابر ۶ درصد و برای سایر گروه‌های وسایل نقلیه برابر ۴/۵ درصد باشد، تعداد کل محورهای معادل برای دوره طرح ۲۰ ساله مطابق با روند ذکر شده، در جدول (۲-۱۴-ب) محاسبه شده است.

جدول ۲-۱۴-الف- تعداد وسیله نقلیه عبوری در سال اول طرح (مربوط به مثال)

نوع وسیله نقلیه	سواری	وانت	مینی‌بوس	اتوبوس	انواع کامیون			
					۲ محور سنگین	۲ محور سبک	۳ محور	۴ محور
حجم ترافیک در سال اول طرح	۲۰۰۷۰۰۰	۷۳۰۰۰۰	۱۱۰۰۰۰	۱۱۰۰۰۰	۲۹۲۰۰۰	۱۱۰۰۰۰	۱۸۲۰۰۰	۱۱۰۰۰۰

جدول ۲-۱۴-ب- محاسبات تعداد محورهای استاندارد برای روسازی بتنی (مربوط به مثال)

برآورد تعداد محورهای استاندارد در خط طرح در دوره طرح ۲۰ ساله									
ردیف	نوع وسیله نقلیه	سواری	وانت	مینی‌بوس	اتوبوس	انواع کامیون			
						۲ محور سنگین	۲ محور سبک	۳ محور	۴ محور
۱	حجم ترافیک در سال اول طرح	۲۰۰۷۰۰۰	۷۳۰۰۰۰	۱۱۰۰۰۰	۱۱۰۰۰۰	۲۹۲۰۰۰	۱۱۰۰۰۰	۱۸۲۰۰۰	۱۱۰۰۰۰
۲	ضریب رشد ترافیک (دوره طرح ۲۰ ساله)	۳۶/۷۹	۳۶/۷۹	۳۱/۳۷	۳۱/۳۷	۳۱/۳۷	۳۱/۳۷	۳۱/۳۷	۳۱/۳۷
۳	حجم ترافیک در مدت ۲۰ ساله طرح	۷۳۸۳۷۵۳۰	۲۶۸۵۶۷۰۰	۳۴۵۰۷۰۰	۳۴۵۰۷۰۰	۹۱۶۰۰۴۰	۳۴۵۰۷۰۰	۵۷۰۹۳۴۰	۳۴۵۰۷۰۰
۴	ضریب بار هم ارزی محور P_t=۳ ،D=۲۰cm	۰/۰۰۰۶	۰/۰۰۳۶	۰/۰۳۱۸	۰/۲۹۵۹	۵/۹۷	۱/۷۵	۴/۸۸	۴/۵۴۷۳
۵	جمع تعداد محور استاندارد در دوره طرح	۴۴۳۰۳	۹۶۶۸۵	۱۰۹۷۳۳	۱۰۲۱۰۶۳	۵۴۶۸۵۴۳۹	۶۰۳۸۷۲۵	۲۷۸۶۱۵۸۰	۱۵۶۹۱۳۶۹
۶	جمع کل تعداد محورهای استاندارد در دوره طرح	۱۰۵۵۴۸۸۹۷							
۷	تعداد کل محورهای استاندارد در خط طرح D_L=۰/۹ و D_D=۰/۵	**۴۷۴۹۷۰۰۴**							

۲-۱-۲-۳- قابلیت اطمینان و انحراف معیار

در طراحی روسازی برای اطمینان از دوام آن و اعمال اثر تغییرات احتمالی تعداد ترافیک پیش‌بینی شده در عملکرد روسازی، سطح قابلیت اطمینان (R)، انحراف معیار کلی (S_o) و انحراف معیار نرمال (Z_R) در محاسبات منظور می‌شود. سطح قابلیت اطمینان نشان می‌دهد که با چه درصد اطمینانی می‌توان انتظار داشت که روسازی طرح شده عملاً معادل

عمر طراحی دوام آورد. مقادیر سطح قابلیت اطمینان مورد نظر برای انواع راه‌ها در جدول (۲-۱۵-الف) و انحراف معیار نرمال برای سطوح مختلف قابلیت اطمینان در جدول (۲-۱۵-ب) نشان داده شده است.

انتخاب صحیح سطح قابلیت اطمینان و انحراف معیارکلی، جبران کننده کلیه تغییرات احتمالی در داده‌های مورد نظر برای طراحی است؛ بنابراین کاربرد ضرایب محافظه‌کارانه ضرورت ندارد و استفاده از مقادیر میانگین پارامترهای طراحی مانند ضریب عکس‌العمل بستر (k) و ضریب گسیختگی بتن (S_c) کفایت می‌کند. انتخاب سطح قابلیت اطمینان مناسب و انحراف معیار کلی به منزله در نظر گرفتن اثر تغییرات همه متغیرهای طراحی مربوط به پیش‌بینی ترافیک و عملکرد روسازی می باشد. با افزایش حجم ترافیک و انتظار عمومی از روسازی موجود، ریسک عملکرد نامناسب باید کاهش داده شود که این امر با استفاده از مقادیر بالای سطح قابلیت اطمینان، تحقق می‌یابد. در این دستورالعمل انحراف معیار کلی (S_o) برابر ۰/۳۹ توصیه می‌شود.

جدول ۲-۱۵-الف- سطح قابلیت اطمینان برای راه‌های مختلف

نوع راه	سطح قابلیت اطمینان (R)	
	شهری	برون شهری
آزادراه و بزرگراه	۸۵-۹۹/۹	۸۰-۹۹/۹
راه اصلی	۸۰-۹۹	۷۵-۹۵
راه فرعی درجه ۱	۸۰-۹۵	۷۵-۹۵
راه فرعی درجه ۲	۵۰-۸۰	۵۰-۸۰

جدول ۲-۱۵-ب- انحراف معیار نرمال برای سطوح مختلف قابلیت اطمینان

قابلیت اطمینان (٪)	انحراف معیار نرمال (Z_R)	قابلیت اطمینان (٪)	انحراف معیار نرمال (Z_R)
50	0	93	−1/476
60	−0/253	94	−1/555
70	−0/524	95	−1/645
75	−0/674	96	−1/751
80	−0/841	97	−1/881
85	−1/037	98	−2/054
90	−1/282	99	−2/327
91	−1/34	99.90	−3/09
92	−1/405	99.99	−3/75

در صورتی که روسازی به‌صورت مرحله‌ای ساخته شود، سطح قابلیت اطمینان هر مرحله از رابطه (۲-۴) بدست می‌آید.

$$R = (R_{Overall})^{\frac{1}{n}} \qquad (۲-۴)$$

که در آن، R سطح قابلیت اطمینان برای هر مرحله، $R_{Overall}$ سطح قابلیت اطمینان کل و n تعداد مراحل می‌باشد.

۲-۱-۲-۴- نشانه خدمت‌دهی روسازی

خدمت‌دهی یک روسازی به‌عنوان توانایی آن برای ارائه خدمت به ترافیکی که از آن استفاده می‌کند، تعریف می‌شود. از جمله شاخص‌ها برای بیان وضعیت روسازی، نشانه خدمت‌دهی فعلی[۱۰] (PSI) است. نشانه خدمت‌دهی فعلی از صفر (برای یک راه غیر قابل استفاده) تا پنج (برای یک راه بسیار عالی) تغییر می‌کند. اساسی‌ترین عواملی که در کاهش خدمت‌دهی روسازی تأثیر می‌گذارد، ترافیک و شرایط محیطی است.

تغییرات روزانه و فصلی دما و رطوبت به روش‌های مختلف بر رفتار روسازی‌های بتنی تأثیر می‌گذارند. تعدادی از این اثرات عبارتند از:

- باز و بسته شدن درزهای عرضی دال‌های بتنی که ناشی از تغییرات روزانه و فصلی دمای دال بتنی است. این امر منجر به تغییر میزان قابلیت انتقال بار در محل درز می‌شود؛
- تاب برداشتن دال بتنی به علت گرادیان حرارتی روزانه در ضخامت دال[۱۱]؛
- تاب برداشتن دال بتنی به علت گرادیان رطوبتی فصلی در ضخامت دال[۱۲]؛
- فرسایش مصالح زیراساس و بستر به علت عدم تعبیه سیستم زهکشی مناسب؛
- تضعیف خاک بستر در هنگام سیکل‌های یخبندان و تورم؛
- آسیب دیدن سنگ‌دانه‌های درشت در مخلوط بتن در اثر یخبندان و تورم؛
- خوردگی میلگردهای انتقال بار (داول بارها) و میلگردهای مسلح کننده دال بتنی (به‌خصوص در مناطق ساحلی و مناطقی که از نمک برای ذوب یخ در هنگام زمستان استفاده می‌شود).

برای لحاظ کردن اثرات شرایط محیطی بر عملکرد روسازی در حالت رس‌های تورم‌زا یا بالا آمدگی ناشی از یخبندان مصالح بستر روسازی، کاهش نشانه خدمت‌دهی روسازی از حاصل جمع اثرات فوق مطابق رابطه (۲-۵) بدست می‌آید. در صورت عدم وجود رس‌های تورم‌زا یا پدیده یخبندان، تغییر نشانه خدمت‌دهی روسازی، تنها ناشی از ترافیک خواهد بود.

$$\Delta PSI_{SW/FH} = \Delta PSI_{SW} + \Delta PSI_{FH} \qquad (۲-۵)$$

که در آن ΔPSI_{SW}، کاهش نشانه خدمت‌دهی ناشی از رس‌های تورم‌زا و ΔPSI_{FH}، کاهش نشانه خدمت‌دهی ناشی از یخبندان روسازی می‌باشد.

برای محاسبه میزان تأثیر کاهنده عامل ترافیک در نشانه خدمت‌دهی، مقدار کاهش خدمت‌دهی در اثر عوامل جوی از کل میزان کاهش خدمت‌دهی مطابق رابطه (۲-۶) کسر می‌شود.

$$\Delta PSI_{TR} = \Delta PSI - \Delta PSI_{FH/SW} = (P_i - P_t) - \Delta PSI_{FH/SW} \qquad (۲-۶)$$

10- Present Serviceability Index (PSI)
11- Curling
12- Warping

که در آن ΔPSI_{TR} کاهش نشانه خدمت‌دهی ناشی از ترافیک، P_i نشانه خدمت اولیه، P_t نشانه خدمت نهایی و $\Delta PSI_{FH/SW}$ کاهش نشانه خدمت‌دهی ناشی از رس‌های تورم‌زا و یخبندان است.

در طراحی روسازی بتنی، نشانه خدمت‌دهی اولیه برابر ۴/۵ و نشانه خدمت‌دهی نهایی روسازی بر اساس نوع راه از جدول (۲-۱۶) به‌دست می‌آید. اعداد نشان‌داده شده در این جدول برای قبل از بازسازی و یا روکش روسازی می‌باشد.

جدول ۲-۱۶- نشانه خدمت‌دهی نهایی برای راه‌های مختلف (P_t)

نوع راه	نشانه خدمت‌دهی نهایی
آزاد راه و بزرگراه	۳/۰
راه اصلی	۲/۵
راه فرعی	۲/۰

نشانه‌های افت معیار خدمت‌دهی، ناشی از آسیب‌های سطحی و سازه‌ای رویه بتنی است که به گونه‌های مختلف، نظیر ایجاد ناهمواری، انواع ترک‌ها و تغییر شکل‌ها، موجب تغییر مقاومت، دوام و توان باربری روسازی راه می‌گردد. این عوامل به دو طریق زیر بر خاک بستر و مصالح روسازی تأثیر می‌گذارد:

۲-۱-۲-۴-۱- تأثیر رطوبت (تورم ناشی از جذب رطوبت)

خاک‌های تورم‌زا (منبسط شونده) هنگامی که رطوبت جذب کنند، تغییر حجم موضعی خواهند داد. عموماً تورم‌زایی فقط برای خاک‌های ریزدانه نظیر رس‌ها و لای‌ها در نظر گرفته می‌شود؛ اما باید توجه داشت که همه رس‌ها یا لای‌ها، تورم‌زا نیستند. تورم خاک‌های تورم زا که ناشی از عوامل جوی و تغییرات درصد رطوبت خاک بستر است، بر کاهش نشانه خدمت‌دهی روسازی تأثیر دارد. چنانچه در محلی، خاک بستر در تمام طور مسیر به‌طور یکنواخت متورم شود، تأثیر تورم در کاهش نشانه خدمت‌دهی، لحاظ نمی‌شود.

تورم، افزایش حجم موضعی خاک بر اثر جذب رطوبت است. غالباً تورم در چند سال اول روسازی اتفاق می‌افتد و حتی اگر مصالح خاک بستر، قابلیت تورم داشته باشد، احتمال بروز تورم بعد از روکش بسیار کم است. با توجه به این موضوع، ممکن است طرح و اجرای مرحله‌ای روسازی ترجیح داده شود.

به‌منظور محاسبه کاهش نشانه خدمت‌دهی روسازی به دلیل تورم بستر (ΔPSI_{SW})، می‌توان از رابطه (۲-۷) یا نمودار مندرج در شکل (۲-۲-الف) استفاده کرد.

$$\Delta PSI_{SW} = 0.00335 \times V_R \times P_S \times (1 - e^{-\theta t}) \qquad (۲-۷)$$

که در آن، V_R: پتانسیل تورم قائم است که از شکل (۲-۲-ب) بر اساس دامنه خمیری، ضخامت لایه‌ها و شرایط رطوبتی تخمین زده می‌شود. شرایط رطوبتی، بستگی به میزان رطوبت خاک بستر در دوران ساخت یا رطوبت خاک بستر پس از احداث روسازی دارد. شرایط رطوبتی، نشان دهنده وجود رطوبت در دسترس مصالح خاک بستر است تا بتواند آن

را جذب کند. ضخامت لایه‌های خاک بستر نشان دهنده ضخامت لایه‌هایی است که می‌توانند تحت تأثیر تورم قرار گیرد (برای ضخامت‌های بیشتر از ۹ متر، از مقادیر نظیر برای ۹ متر استفاده می‌شود). لازم به ذکر است شکل (۲-۲-ب) بر اساس توضیحات زیر طرح شده است:

- کل مصالح بستر با ضخامت مشخص شده از الک ۴۰ عبور می‌کند؛
- میزان رطوبت و دامنه خمیری خاک بستر در کل عمق در نظر گرفته شده، ثابت است؛
- سربار معادل وزن لایه‌های فوقانی به ضخامت ۵۰ سانتی‌متر است (تغییر ضخامت ۲۵ cm± در مقدار سربار تأثیری ندارد).

P_S: احتمال تورم است که معرف نسبت درصد طولی از راه به کل مسیر است که احتمال متورم شدن دارد. چنانچه بستر راه در محل خاصی دارای دامنه خمیری بیش از ۳۰ و ضخامت قشر مصالح بستر بیش از ۶۰ سانتی‌متر باشد یا اینکه قابلیت تورم قائم بیشتر از ۵ میلی‌متر باشد، احتمال تورم (P_S) در آن قسمت، ۱۰۰٪ منظور می‌شود.

θ: ضریب نرخ تورم برای تعیین نرخ بروز تورم به‌کار می‌رود. این ضریب بین ۰/۰۴ تا ۰/۲۰ تغییر می‌کند. چنانچه بستر به علت بارندگی زیاد و یا زهکشی نامناسب و ضعیف و یا سایر منابع رطوبت، تحت تأثیر رطوبت مداوم قرار گیرد، باید ضریب بزرگ‌تر به‌کار گرفته شود و اگر خاک بستر روسازی، کم‌تر دسترسی به رطوبت دارد باید ضریب کوچکتر مورد استفاده قرار گیرد. شکل (۲-۳) برای تخمین مقدار ضریب نرخ تورم بر اساس میزان رطوبت و جنس خاک مورد استفاده قرار می‌گیرد.

مقادیر قابل استفاده طراحی برای قابلیت تورم قائم و ضریب نرخ تورم بر اساس طول هر قطعه با دامنه خمیری متفاوت به‌وسیله میانگین‌گیری وزنی قابل محاسبه هستند. همچنین احتمال تورم (P_S) با محاسبه میانگین وزنی برای طولی از راه که دارای V_R بیشتر از ۵ میلی‌متر است، به‌دست می‌آید.

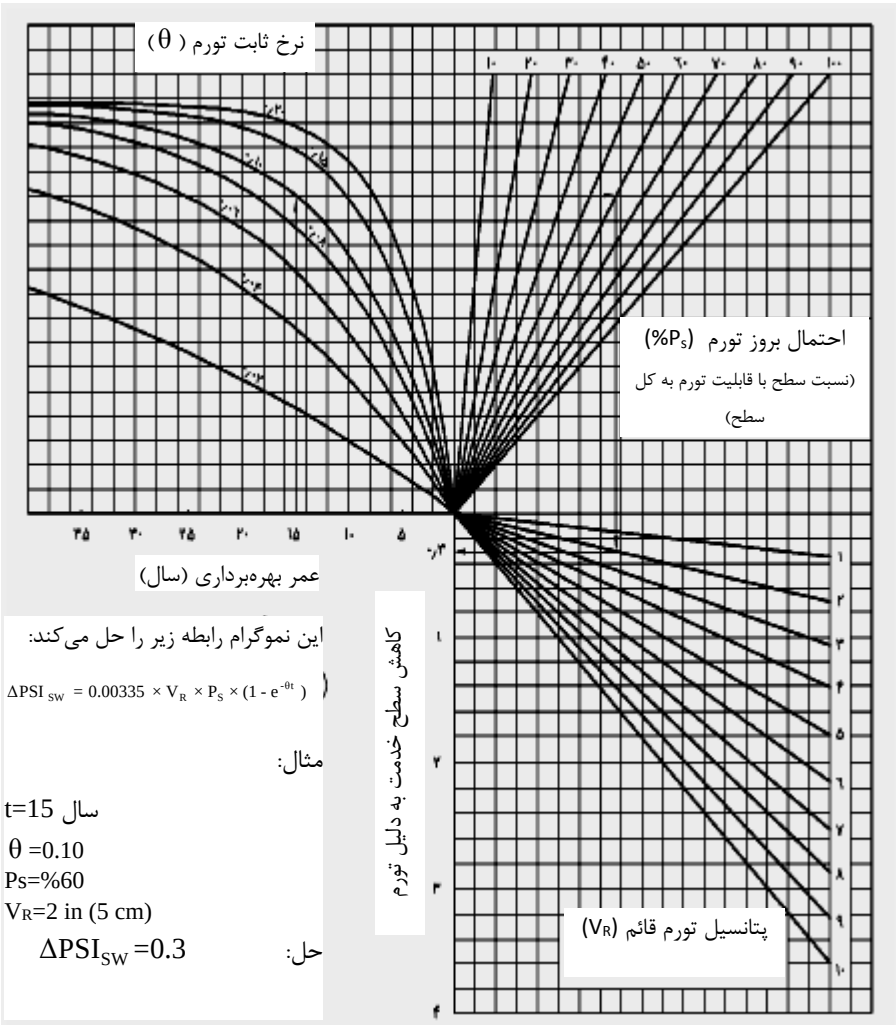
t: معادل عمر طراحی است مگر در مواردی که طرح و اجرای مرحله‌ای مد نظر باشد که در آن صورت عمر بهره‌برداری ملاک قرار خواهد گرفت.

مثال:

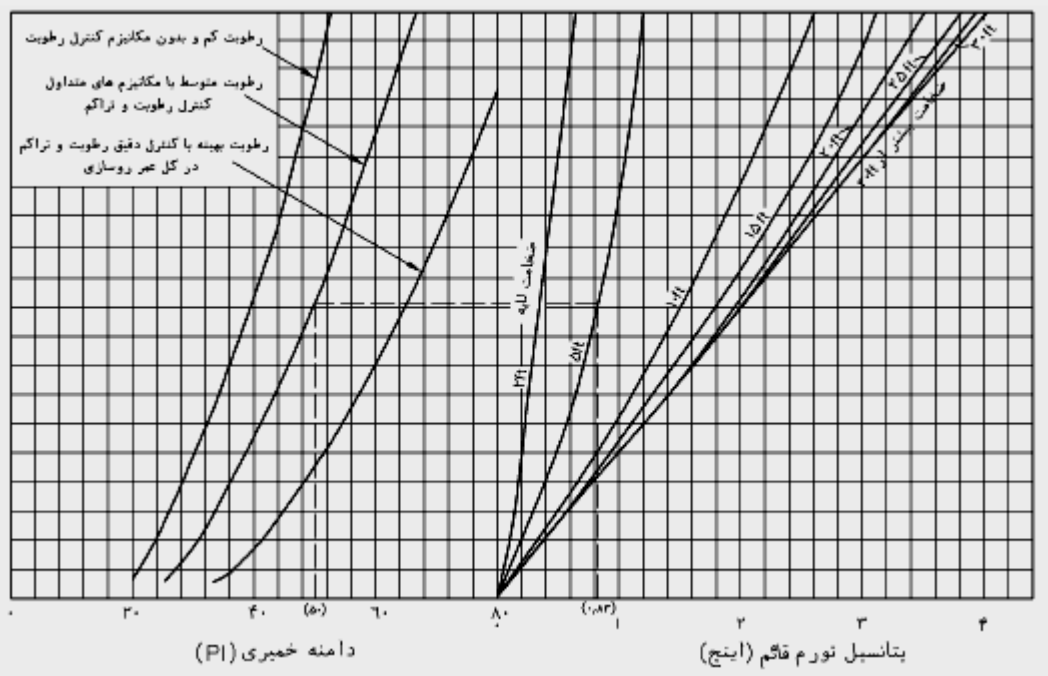
اگر سال t=۱۵، P_s=٪۶۰، V_R=۵cm(۲ in) و θ = ۰/۱۰ باشد، مطلوب است محاسبه کاهش نشانه خدمت‌دهی حاصل از تورم خاک بستر.

حل: با استفاده از رابطه (۲-۷) یا شکل (۲-۲-الف) مقدار کاهش نشانه خدمت‌دهی حاصل از تورم خاک بستر محاسبه می‌شود:

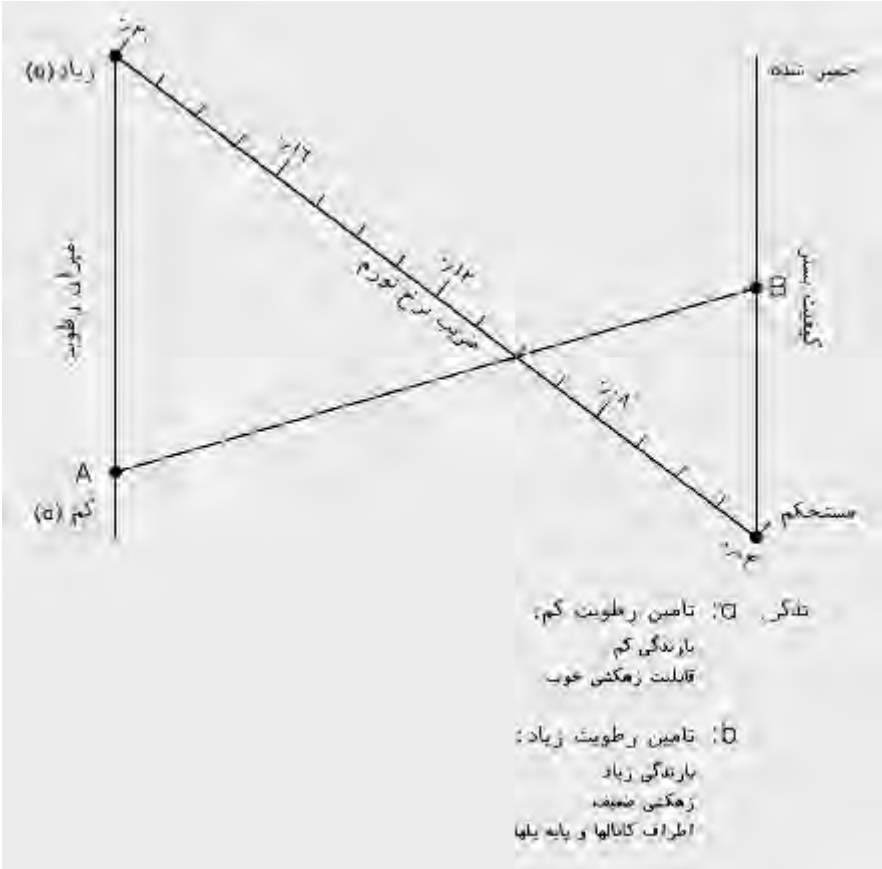
$$\Delta PSI_{SW} = 0.3$$



شکل ۲-۲-الف- نمودار تعیین کاهش نشانه خدمت‌دهی روسازی به دلیل تورم خاک بستر



شکل ۲-۲-ب- نمودار تعیین پتانسیل تورم قائم خاک بستر (V_R)



شکل ۲-۳- نمودار تخمین ضریب نرخ تورم (θ)

۲-۱-۲-۴-۲- تأثیر یخبندان (تورم ناشی از یخبندان)

اثرات یخبندان، شامل بالاآمدگی ناشی از یخبندان و کاهش باربری بستر روسازی در دوره ذوب یخ‌ها می‌باشد. بالاآمدگی ناشی از یخبندان در فصل زمستان و ضعیف شدن خاک در طی فرآیند ذوب یخ در اوایل فصل بهار در کاهش دوام روسازی نقش تعیین کننده‌ای دارد. بالاآمدگی ناشی از یخبندان در روسازی و زیرسازی راه، هنگامی بروز می‌کند که هر سه عوامل زیر در یک پروژه حادث شود:

الف- هوای سرد با دمای زیر صفر؛

ب- وجود خاک های حساس در مقابل یخبندان (مصالح روسازی، مصالح زیر بستر روسازی و خاکریز)؛

ج- آب در دسترس (عمدتاً تراز آب زیرزمینی در عمق کمتر از سه متر).

چنانچه حتی یک عامل از سه عامل فوق در پروژه مورد طراحی وجود نداشته باشد، تأثیر یخبندان در نظر گرفته نمی‌شود.

منبع تأمین آب در دسترس، معمولاً سطح آب زیرزمینی است که در عمق کمی از منطقه یخ زده قرار دارد. حرکت آب از سطح آب زیرزمینی به سمت بالا و به‌سوی منطقه یخ زده توسط خاصیت موئینگی خاک صورت می‌گیرد.

خاک‌های درشت‌دانه غیر یکنواخت ($C_u > 4$ [13]) اگر بیش از سه درصد وزنی، ذرات ریزتر از ۰/۰۲ میلی‌متر داشته باشند، مستعد یخبندان می‌باشند. در حالی‌که خاک‌های درشت‌دانه یکنواخت ($C_u < 4$) اگر دارای بیش از ده درصد ذرات ریزتر از ۰/۰۲ میلی‌متر باشند، به یخبندان حساس خواهند بود. خاک‌های لای، مخلوط‌های لای‌دار (ماسه لای‌دار و رس لای‌دار) و ماسه‌های ریزدانه، مستعدترین خاک‌ها در برابر یخبندان می‌باشند.

حذف یا کنترل بالا آمدگی یا تورم ناشی از یخبندان، حداقل به انجام یکی از موارد زیر نیاز دارد:

۱- برداشتن خاک‌های موجود حساس به یخبندان تا عمق حدود عمق نفوذ یخبندان و جایگزینی با مصالح غیرحساس؛

۲- حذف یا مسدود کردن منبع تأمین آب تغذیه کننده رشد عدسی‌های یخی؛

۳- بالا آوردن رقوم خط پروژه.

اگر عوامل مؤثر درایجاد بالاآمدگی ناشی از یخبندان به یکی از روش‌های گفته شده حذف شود، نشانه خدمت‌دهی روسازی در اثر این عامل کاهش نخواهد یافت؛ در غیر این‌صورت مقدار کاهش نشانه خدمت‌دهی به دلیل بالا آمدگی ناشی از یخبندان (ΔPSI_{FH}) از رابطه (۲-۸) یا شکل (۲-۴) به‌دست می‌آید.

$$\Delta PSI_{FH} = 0.01P_F \times \Delta PSI_{max} [1 - e^{-0.02\varphi t}] \qquad (۲-۸)$$

که در آن:

ΔPSI_{FH}: کاهش نشانه خدمت‌دهی به دلیل بالا آمدگی ناشی از یخبندان؛

13- Coefficient of Uniformity

φ: نرخ بالا آمدگی ناشی از یخبندان است که معرف روند رشد ناهمواری در سطح راه بر اثر بالا آمدگی بستر (برحسب میلی‌متر در روز) می‌باشد. نرخ بالا آمدگی ناشی از یخبندان به جنس مصالح و درصد مصالح ریزدانه بستگی دارد که از شکل (۲-۵) بدست می‌آید.

ΔPSI_{max}: حداکثر کاهش نشانه خدمت‌دهی به دلیل تورم ناشی از یخبندان که به کیفیت زهکشی و عمق نفوذ یخبندان بستگی دارد و از شکل (۲-۶) به‌دست می‌آید.

P_F: احتمال بروز بالاآمدگی ناشی از یخبندان به‌عنوان درصدی از سطح راه که احتمال بالا آمدگی دارد و نسبت به کل راه تعیین می‌شود و به وسعت مصالح حساس به یخبندان، وجود رطوبت، کیفیت زهکشی، عمق نفوذ یخبندان و دوره‌های ذوب و انجماد در طول سال بستگی دارد.

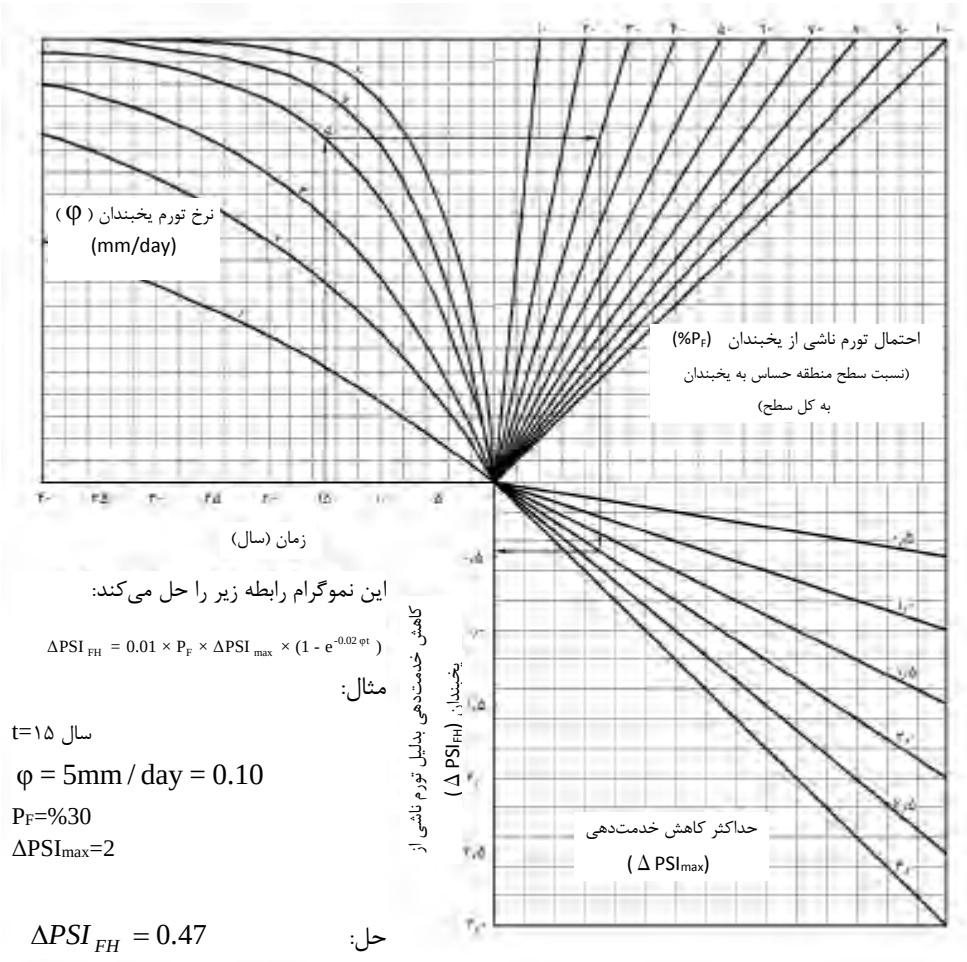
t: عمر طراحی روسازی است. برای طرح و اجرای مرحله‌ای و بهسازی، عمر بهره‌برداری مورد استفاده قرار خواهد گرفت.

مثال:

در صورتی که t=۱۵، روز/میلی‌متر φ=۵، P_F=۳۰٪ و ΔPSI_{max} = ۲ باشد، مطلوب است محاسبه کاهش نشانه خدمت‌دهی در اثر تورم ناشی از یخبندان.

حل: با استفاده از اطلاعات فوق و رابطه (۲-۸) یا شکل (۲-۴)، کاهش نشانه خدمت‌دهی در اثر تورم ناشی از یخبندان عبارت خواهد بود از:

$$\Delta PSI_{FH} = 0.47$$



این نموگرام رابطه زیر را حل می‌کند:

$$\Delta PSI_{FH} = 0.01 \times P_F \times \Delta PSI_{max} \times (1 - e^{-0.02\,\varphi t})$$

مثال:

t=۱۵ سال

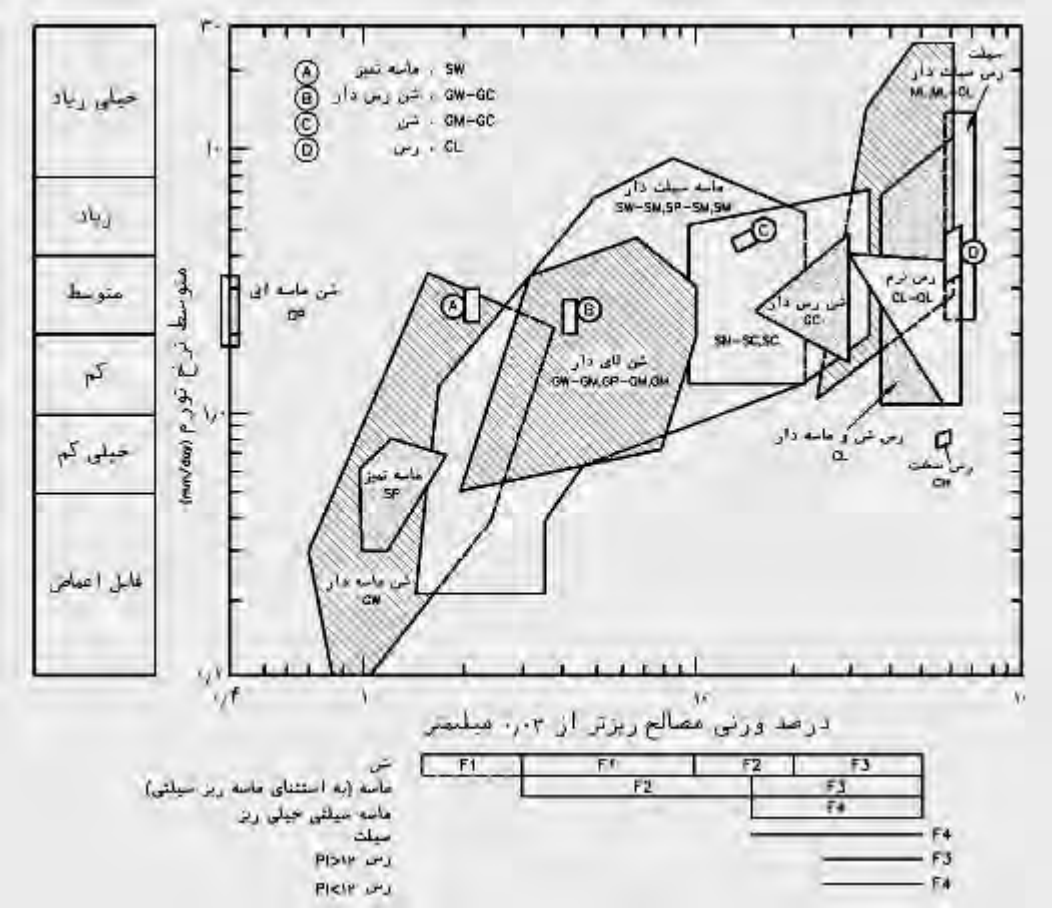
$\varphi = 5mm/day = 0.10$

P_F=%30

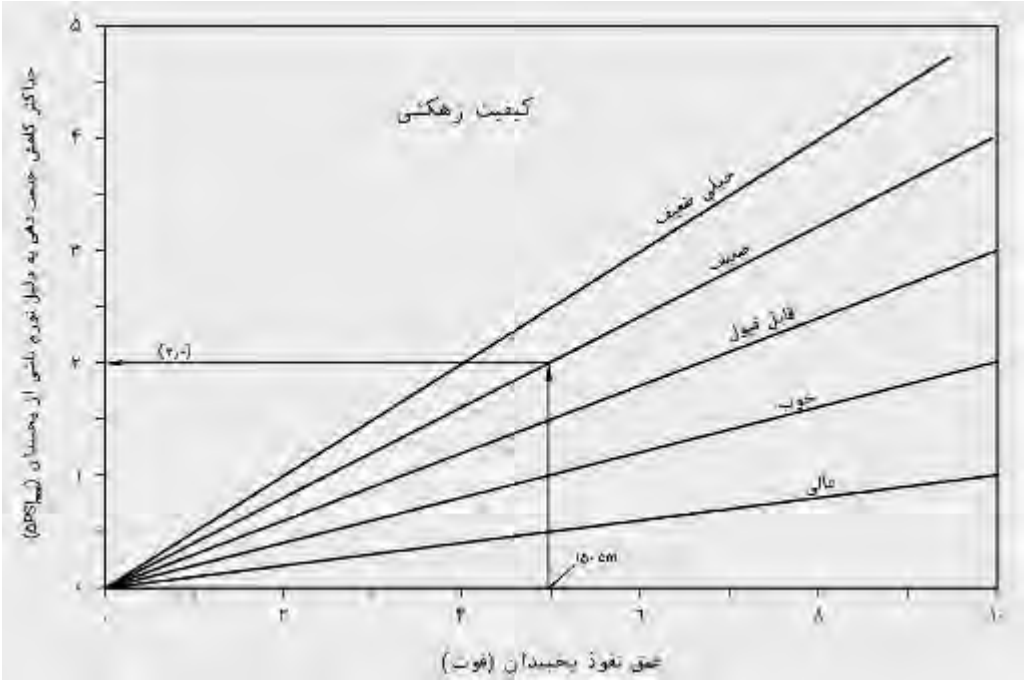
ΔPSI_{max}=2

حل: $\Delta PSI_{FH} = 0.47$

شکل ۲-۴- نمودار تخمین کاهش نشانه خدمت‌دهی به دلیل بالاآمدگی ناشی از یخبندان



شکل ۲-۵- نمودار تخمین نرخ بالاآمدگی ناشی از یخبندان (φ)



شکل ۲-۶- نمودار تخمین حداکثر کاهش نشانه خدمت‌دهی ناشی از بالاآمدگی در اثر یخبندان (ΔPSI_{max})

۲-۱-۲-۵- مشخصات فنی مصالح

۲-۱-۲-۵-۱- ضریب برجهندگی مصالح بستر و زیراساس و ضریب عکس‌العمل مؤثر بستر

به‌طور کلی برای محاسبه ضریب عکس‌العمل مؤثر بستر باید ۴ مورد زیر بررسی شود.

الف- تغییرات فصلی ضریب برجهندگی خاک بستر؛

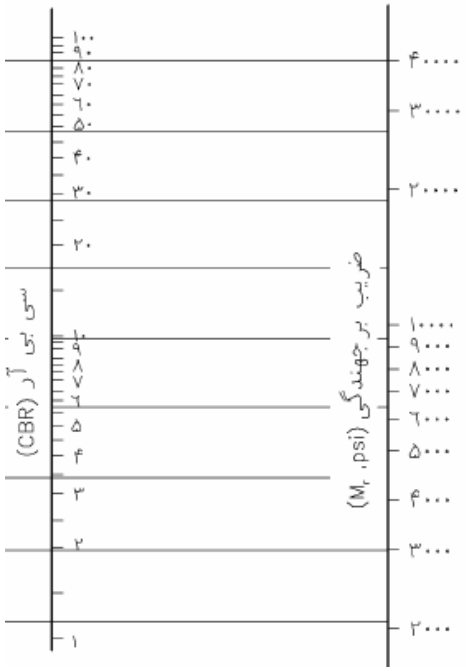
ب- ضخامت و ضریب برجهندگی مصالح لایه زیراساس؛

ج- فاصله پی‌سخت[14] از سطح بستر روسازی؛

د- افت شرایط تکیه‌گاهی پی[15] (لایه زیراساس یا بستر).

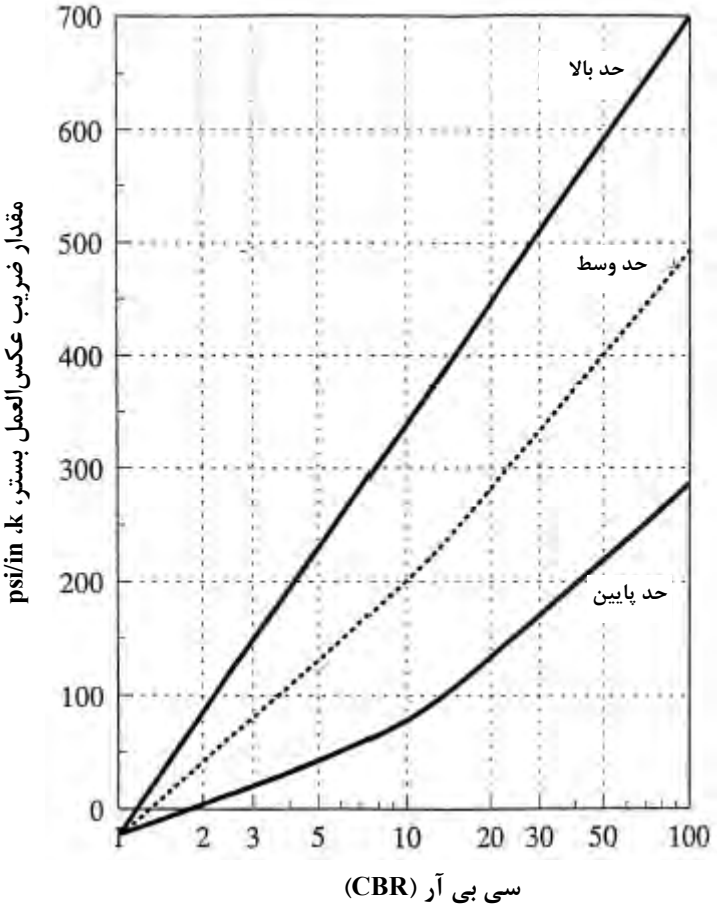
مرحله اول- تعیین ضریب برجهندگی خاک بستر

مقاومت طرح خاک بستر روسازی برحسب ضریب برجهندگی با روش AASHTO T307 و یا ضریب برجهندگی تعیین شده از سی بی آر آزمایشگاهی با روش ASTM D1883 (سه نقطه‌ای) روی نمونه‌های معرف با دانسیته نظیر درصد تراکم جدول (۳-۱) و درصد رطوبت مورد نظر، تعیین می‌گردد. برای تبدیل سی بی آر بـه ضـریب برجهنـدگی در صـورتی کـه تعیین آن به‌طور مستقیم و با روش AASHTO T307 مقدور نباشد، می‌توان از شکل (۲-۷) استفاده نمود. همچنین برای تبدیل سی بی آر به ضریب عکس‌العمل بستر می‌توان از شکل (۲-۸) استفاده کرد.



شکل ۲-۷- نمودار تعیین ضریب برجهندگی خاک بستر روسازی با استفاده از مقادیر CBR
(۱psi=۶/۸۹ kPa)

14- Rigid foundation
15- Loss of support (LS)



شکل ۲-۸- نمودار تعیین مقدار K برحسب CBR

(۱pci=۱lb/in^3=./۲۷۱MN/m^3)

محل نمونه‌گیری برای تعیین ضریب برجهندگی یا سی‌بی‌آر آزمایشگاهی به طور اتفاقی تعیین می‌گردد. این محل‌ها در نقاط چپ محور، حوالی محور، راست محور و به فواصل نامشخص در عرض و طول راه تعیین می‌گردد و یا از منابع قرضه انتخاب شده برای مصالح بستر روسازی نمونه گرفته می‌شود. معمولاً نقاطی که از نظر جنس و مقاومت متفاوت به نظر می‌رسد نیز برای انجام آزمایش به نقاط مذکور اضافه می‌شود.

نمونه‌گیری برای این آزمایش باید حداقل معرف شصت سانتی‌متر از خاک لایه‌های بستر روسازی و لایه زیرین آن باشد.

برای طراحی روسازی، راه به قطعات طرح تقسیم می‌گردد. هر قطعه طرح، قسمتی از طول راه است که تقریباً دارای شرایط مشابهی از نظر جنس خاک، شرایط آب و هوایی و میزان ترافیک بوده و تغییرات قابل ملاحظه‌ای در طول قطعه مشاهده نمی‌شود. در یک قطعه برحسب شرایط و نوع و اهمیت راه، فواصل نمونه‌گیری معمولاً بین ۵۰۰ تا ۲۰۰۰ متر، تعیین می‌شود. در شرایط استثنایی، فواصل نمونه‌گیری می‌تواند از ارقام مذکور کمتر و یا بیشتر باشد. حداقل ۶ تا ۸ نتیجه آزمایش برای تعیین ضریب برجهندگی یا سی‌بی‌آر خاک بستر قطعه طرح، مورد استفاده قرار می‌گیرد.

برای مصالح خاک بستر روسازی، آزمایش‌های تعیین ضریب برجهندگی روی نمونه‌های معرف با درصد رطوبتی مشابه با درصد رطوبت‌های فصلی انجام می‌شود. در شرایط آب و هوایی که خاک بستر روسازی در معرض دماهای زیر صفر قرار ندارد، آزمایش‌های تعیین ضریب برجهندگی در رطوبت‌های مختلف برای مشابه‌سازی تفاوت فصول مختلف تر (بارانی) و خشک انجام می‌شود. برای دوره‌های تر بهاره و تر پاییزه، انجام آزمایش اضافی ضرورتی ندارد، مگر آنکه تفاوت قابل ملاحظه‌ای در میزان بارندگی طی بهار و پاییز وجود داشته باشد. اگر انجام آزمایش تعیین ضریب برجهندگی برای مشابه‌سازی شرایط ذوب یخ در بهار و شرایط یخ زده خاک در زمستان دشوار باشد، برای شرایط یخ زده، مقادیر کاربردی ۱۴۰۰تا ۳۵۰ مگاپاسکال برای ضریب برجهندگی خاک بستر مورد استفاده قرار می‌گیرد. برای شرایط ذوب یخ بهار، ضریب برجهندگی خاک ممکن است ۲۰ تا ۳۰ درصد ضریب برجهندگی در طی دوره زمانی تابستان و پاییز باشد.

به‌منظور اِعمال تغییرات فصلی درصد رطوبت در مقاومت خاک بستر روسازی، از ضریب عکس‌العمل مؤثر بستر[۱۶] استفاده می‌شود. برای محاسبه ضریب عکس‌العمل مؤثر خاک بستر، ابتدا سال به ماه‌ها و فواصل زمانی که مقادیر ضریب برجهندگی خاک بستر در آنها متفاوت است، تقسیم‌بندی می‌شود، سپس مقدار ضریب برجهندگی برای هر فاصله زمانی تعیین می‌شود. اگر کوتاه‌ترین زمان در این تقسیم‌بندی، دو هفته باشد، باید ماه را برحسب نصف ماه تقسیم‌بندی کرده و مقدار ضریب برجهندگی نظیر هر ۱۵ روز را تعیین نمود. اعداد مربوط به ضریب برجهندگی خاک بستر در ستون دوم جدول (۲-۱۷) درج می‌شوند.

مرحله دوم- اصلاح ضریب عکس‌العمل بستر به علت استفاده از زیراساس

در روسازی بتنی، زیراساس از یک یا چند لایه متراکم مصالح سنگ‌دانه‌ای یا تثبیت‌شده تشکیل می‌شود که بین بستر و دال بتنی قرار می‌گیرد. هدف از استفاده از لایه زیراساس در روسازی بتنی عبارت است از:

- ایجاد سطحی هموار، پایدار و دائمی برای دال بتنی؛
- افزایش ضریب عکس‌العمل بستر (k)؛
- حداقل کردن اثرات مخرب یخبندان؛
- جلوگیری از پدیده مکش (پامپینگ[۱۷]) خاک‌های ریزدانه در محل درزها، ترک‌ها و لبه‌های دال بتنی.

در صورتی‌که کیفیت خاک بستر به خوبی مصالح زیراساس باشد یا در مواردی که میزان ترافیک عبوری از روسازی کمتر از ۱۰۰۰۰۰۰ محور هم ارز ۸/۲ تنی باشد، استفاده از لایه زیراساس ضرورت ندارد. توصیه می‌شود لایه زیراساس ۱ متر بیشتر از عرض قسمت روسازی شده جاده یا تا مرز شیب شیروانی ادامه یابد.

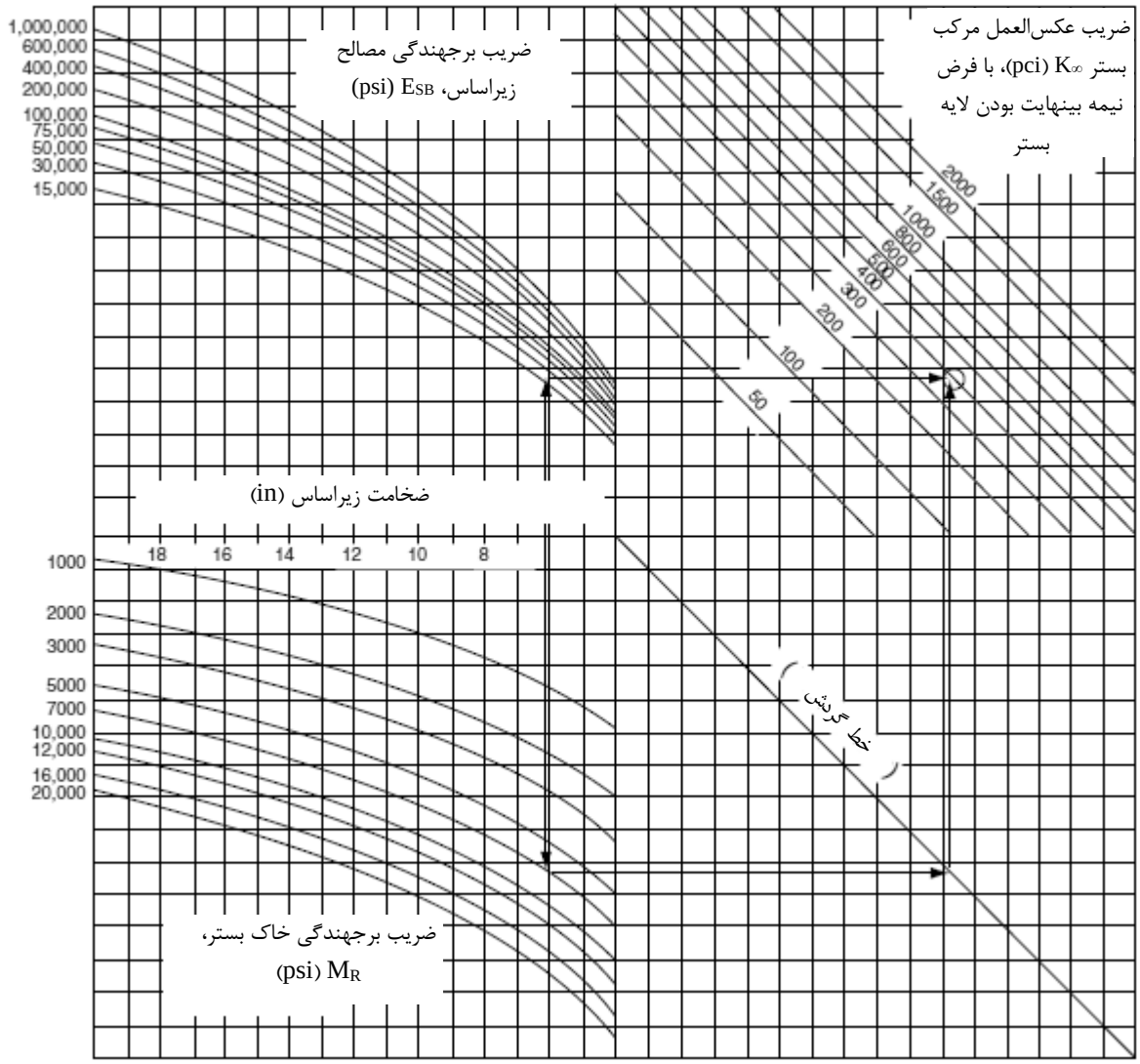
انواع متداول زیراساس عبارتند از: زیراساس سنگ‌دانه‌ای، زیراساس قیری، زیراساس نفوذپذیر (تثبیت شده یا تثبیت نشده)، زیراساس تثبیت شده با سیمان و بتن مگر[۱۸].

16- Effective modulus of subgrade reaction
17- Pumping
18- Lean concrete base

توصیه می‌شود در صورت استفاده از زیراساس سنگ‌دانه‌ای، ضخامت زیراساس سنگ‌دانه‌ای به حدود ۱۰ سانتی‌متر محدود شود؛ زیرا ضخامت‌های بیشتر از حدود ۱۰ سانتی‌متر احتمال عملکرد نامطلوب روسازی در اثر تحکیم پس از ساختِ[۱۹] ناشی از بار ترافیک سنگین را به همراه دارد. همچنین با توجه به مشکلات مربوط به فرسایش مصالح زیراساس روسازی‌های بتنی در محل درزها و در لبه روسازی، توصیه می‌شود از زیراساس تثبیت شده استفاده شود. ضخامت زیراساس تثبیت شده با سیمان معمولاً حداقل ۱۵ سانتی‌متر در نظر گرفته می‌شود. جزئیات بیشتر درخصوص لایه زیراساس در فصل مربوط به اجرای روسازی‌های بتنی ارائه شده است.

در صورت استفاده از زیراساس در سازه روسازی باید ضریب عکس‌العمل بستر اصلاح شود. برای این منظور از نمودار مندرج در شکل (۲-۹) استفاده می‌گردد. چنانچه، ضریب برجهندگی مصالح زیراساس دارای تغییرات فصلی (ماهیانه) باشند، باید اصلاح ضریب عکس‌العمل بستر به علت لایه زیراساس برای هر ضریب برجهندگی انجام شود. اعداد مربوط ضریب برجهندگی مصالح زیراساس در ستون سوم و اعداد مربوط به اصلاح ضریب عکس‌العمل بستر به علت لایه زیراساس (ضریب عکس‌العمل مرکب بستر) در ستون چهارم جدول (۲-۱۷) درج می‌شوند. برای مصالح غیرچسبنده‌ای[۲۰] که نسبت به تغییرات فصلی دارای حساسیت هستند ولی آزمایش‌های لازم برای تعیین ضریب برجهندگی فصلی انجام نشده است، می‌توان از مقادیر ۳۵۰ مگاپاسکال و ۱۰۵ مگاپاسکال به ترتیب برای دوره یخبندان و ذوب یخ (دوره بهاری) استفاده کرد. در این مصالح برای جلوگیری از وقوع شرایط غیرطبیعی نباید نسبت ضریب برجهندگی مصالح زیراساس به ضریب برجهندگی خاک بستر بزرگتر از ۴ در نظر گرفته شود.

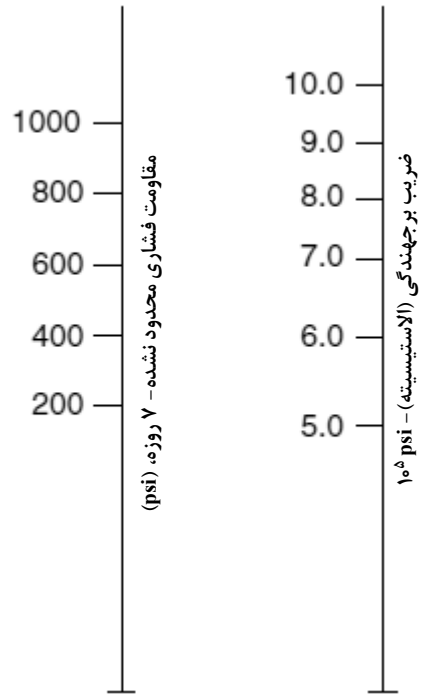
19- Post-construction consolidation
20- Unbound materials



شکل ۲-۹- تعیین ضریب عکس‌العمل مرکب بستر (به علت وجود لایه زیراساس)

(۱in=۲۵/۴ mm ،۱psi=۶/۸۹ kPa ،۱pci=۱lb/in^3=./۲۷۱MN/m^3)

در صورتی که انجام آزمایش ضریب برجهندگی برای مصالح زیراساس تثبیت شده با سیمان فراهم نباشد می‌توان با انجام آزمایش مقاومت فشاری محدود نشده (۷ روزه) مطابق ASTM D1633 و با استفاده از نمودار مندرج در شکل (۲-۱۰)، ضریب برجهندگی مصالح تثبیت شده با سیمان را به‌دست آورد.



شکل ۲-۱۰- نمودار تعیین ضریب برجهندگی زیراساس تثبیت شده با سیمان

(۱psi=۶/۸۹ kPa)

مرحله سوم- اصلاح ضریب عکس‌العمل بستر به علت وجود پی سخت در فاصله‌ای کمتر از ۳ متر از سطح بستر

در صورتی که در عمق کمتر از ۳ متر از سطح بستر، پی سختی وجود داشته باشد، باید ضریب عکس‌العمل بستر اصلاح شود. برای این منظور از نمودار مربوط به شکل (۲-۱۱) استفاده می‌شود. اعداد مربوط به این قسمت در ستون پنجم جدول (۲-۱۷) درج می‌گردد.

در صورتی که در سازه روسازی، زیراساس وجود نداشته باشد (که معمولاً وجود دارد) با استفاده از رابطه (۲- ۹) مقدار ضریب عکس‌العمل بستر محاسبه شده و به‌عنوان ضریب عکس‌العمل بستر با فرض نیمه بی‌نهایت بودن لایه بستر استفاده می‌شود[۲۱] و در ادامه همان فرآیند گفته شده طی می‌گردد.

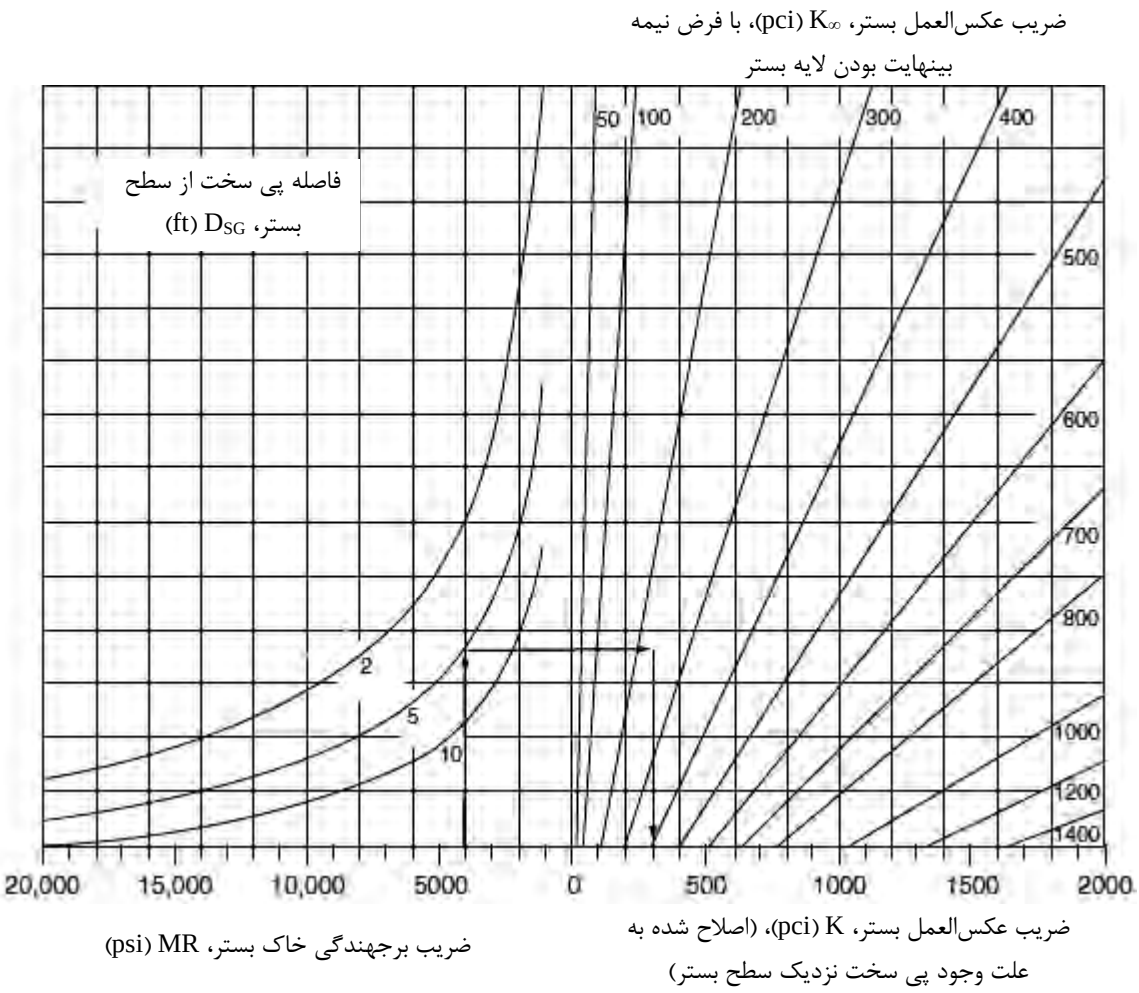
$$k = \frac{M_R}{19.4} \qquad (۹-۲)$$

که در آن، k ضریب عکس‌العمل بستر[۲۲] (pci) و M_R ضریب برجهندگی خاک بستر[۲۳] (psi) است.

۲۱- ذکر این نکته لازم است که استفاده از رابطه (۲-۹) برای محاسبه مقدار k از روی M_R منجر به مقادیر گمراه کننده در مرحله طراحی می‌شود بنابراین، استفاده از رابطه مذکور صرفاً برای انجام محاسبات مربوط به مرحله سوم است و نمی توان از آن به‌عنوان یک رابطه کلی استفاده کرد. روابط کلی و البته تقریبی که توسط سازمان هوانوردی آمریکا (FAA) پیشنهاد شده است عبارتند از: $k = \left[\frac{1500 \times CBR}{26}\right]^{0.7788}$ و $M_R = 26k^{1.284}$ در این روابط M_R برحسب psi و k برحسب pci است.

22-۱pci=۰/۲۷۱MN/m^3

23-۱psi=٦/۸۹kpa



شکل ۲-۱۱- اصلاح ضریب عکس‌العمل بستر به علت وجود پی سخت در فاصله کمتر از ۳ متر از سطح بستر

(۱ft=۰/۳۰۵ m ،۱psi=۶/۸۹ kPa ،۱pci=۱lb/in^3=۰/۲۷۱MN/m^3)

مرحله چهارم- اصلاح ضریب عکس‌العمل بستر به علت تغییرات فصلی ضریب برجهندگی بستر

با استفاده از شکل (۲-۱۲) یا رابطه (۲-۱۰) مقدار خرابی نسبی[۲۴] (u_r) متناظر با هر فصل (ماه) به‌دست می‌آید. برای استفاده از نمودار یا رابطه گفته شده در صورتی که ضخامت دال مشخص نباشد، ابتدا عددی برای ضخامت دال فرض می‌شود (این عدد باید با تقریب مناسبی با عددی که در پایان فرآیند طراحی ضخامت به‌دست می‌آید، برابر باشد؛ در غیر این‌صورت لازم است محاسبات تکرار شود).

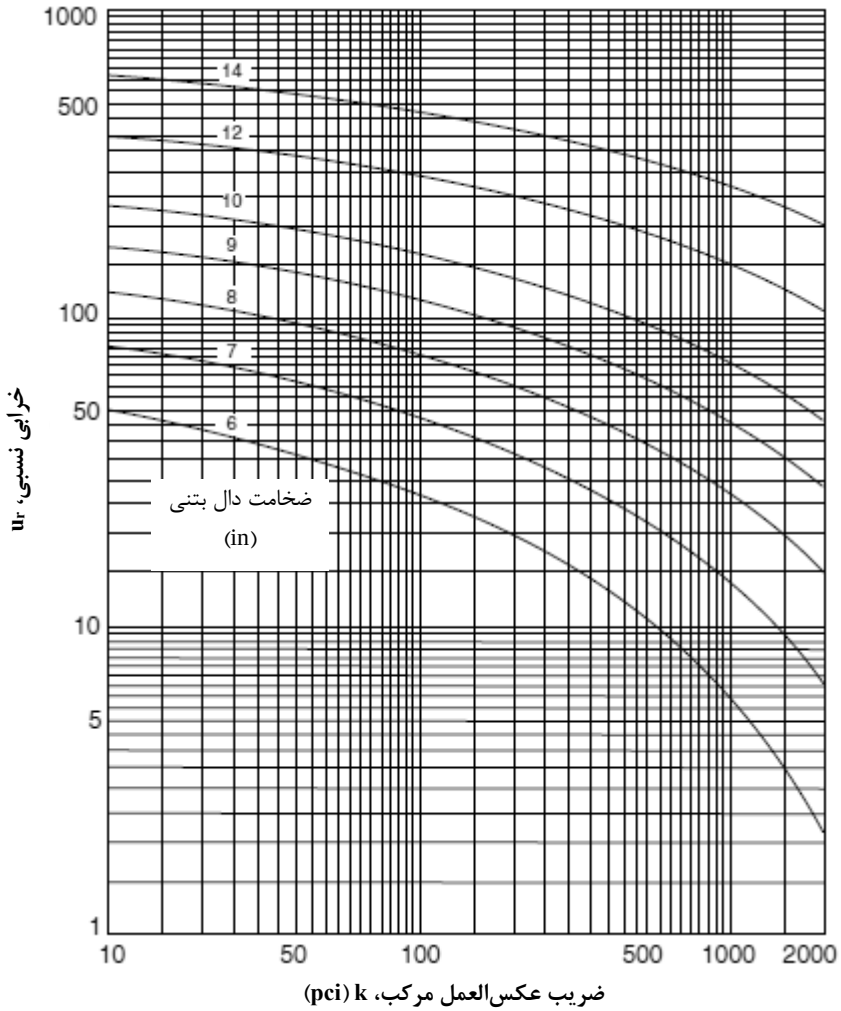
برای تعیین مقدار خرابی نسبی با استفاده از نمودار شکل (۲-۱۲)، ابتدا از عدد مربوط به ضریب عکس‌العمل مرکب بستر (ضریب عکس‌العمل اصلاح شده در اثر وجود زیراساس و پی سخت) خط قائمی رسم می‌شود تا منحنی مربوط به ضخامت دال را قطع کند. سپس از این نقطه خطی افقی رسم می‌شود تا محور قائم را قطع کند. بدین ترتیب خرابی نسبی متناظر به‌دست می‌آید. پس از تعیین تمام خرابی‌های نسبی، مقادیر آنها در ستون ششم جدول (۲-۱۷) درج می‌شود.

24- Relative Damage

$$u_r = (D^{0.75} - 0.39k^{0.25})^{3.42} \qquad (۱۰-۲)$$

که در آن، u_r میزان خرابی نسبی (درصد)، D ضخامت دال بتنی (اینچ) و k ضریب عکس‌العمل بستر (pci) است.

کلیه مقادیر u_r با یکدیگر جمع و بر تعداد ماه‌ها یا هر فاصله زمانی مورد استفاده که ممکن است ۱۲ یا ۲۴ باشد، تقسیم می‌شود. بدین ترتیب متوسط میزان خرابی نسبی محاسبه می‌شود. سپس با استفاده از شکل (۲-۱۲) یا رابطه (۲-۱۰)، به ازای مقدار متوسط خرابی نسبی و ضخامت دال فرض شده، مقدار ضریب عکس‌العمل مؤثر بستر به‌دست می‌آید. باید توجه شود که در رابطه (۲-۱۰) مقدار $\bar{u}_r$ برحسب درصد نوشته شود. به عبارت دیگر اگر خرابی نسبی متوسط برابر ۰/۷۰ باشد، در رابطه (۲-۱۰) مقدار u_r برابر ۷۰ خواهد بود.



شکل ۲-۱۲- تخمین میزان خرابی نسبی در روسازی‌های بتنی

(۱in=۲۵/۴ mm ،۱pci=۱lb/in^3=./۲۷۱MN/m^3)

جدول ۲-۱۷- جدول مربوط به محاسبه ضریب عکس‌العمل مؤثر بستر

۱	۲	۳	۴	۵	۶
ماه	**ضریب برجهنگی خاک بستر، M_R**	**ضریب برجهندگی مصالح زیراساس، E_{SB}**	**ضریب عکس‌العمل مرکب بستر (به علت وجود لایه زیراساس) (شکل ۲-۹)**	**ضریب عکس‌العمل بستر به علت وجود پی سخت (شکل ۲-۱۱)**	**خرابی نسبی، u_r (شکل ۲-۱۲ یا رابطه ۲-۱۰)**
فروردین					
اردیبهشت					
خرداد					
تیر					
مرداد					
شهریور					
مهر					
آبان					
آذر					
دی					
بهمن					
اسفند					

مرحله پنجم- اصلاح ضریب عکس‌العمل بستر به دلیل افت شرایط تکیه‌گاهی

در این مرحله ضریب عکس‌العمل مؤثر بستر به دلیل افت شرایط کیفیت تکیه‌گاهی زیر دال (فرسایش لایه زیراساس) تعدیل می‌شود. برای این منظور از جدول (۲-۱۸) و شکل (۲-۱۳) استفاده می‌شود. معمولاً برای رس‌های تورم‌زای فعال

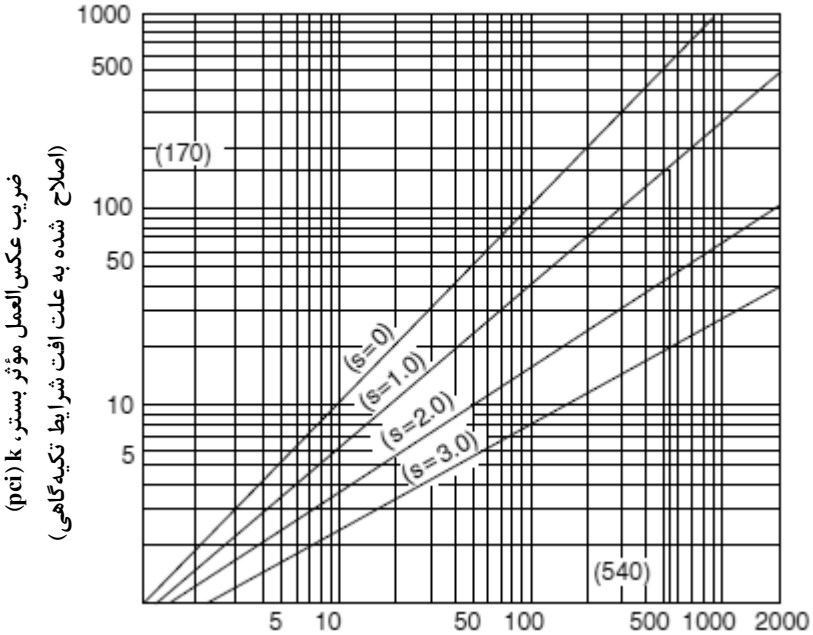
یا در شرایطی که تورم ناشی از یخبندان زیاد باشد، مقدار LS برابر ۲ تا ۳ در نظر گرفته می‌شود. در شکل (۲-۱۳) حالت LS=۰ بیان‌گر تماس کامل دال با زیراساس (بستر) است.

جدول ۲-۱۸- مقادیر معمولِ ضریب افت شرایط تکیه‌گاهی (LS) برای مصالح مختلف*

(۱psi=۶/۸۹ kPa)

نوع مصالح	ضریب افت شرایط تکیه‌گاهی (LS)
زیراساس سنگ‌دانه‌ای تثبیت شده با سیمان (E=۱۰۰۰۰۰۰ تا ۲۰۰۰۰۰۰ psi)	۰/۰ تا ۱/۰
مخلوط سیمان و سنگ‌دانه (E=۵۰۰۰۰۰ تا ۱۰۰۰۰۰۰ psi)	۰/۰ تا ۱/۰
زیراساس قیری (E=۳۵۰۰۰۰ تا ۱۰۰۰۰۰۰ psi)	۰/۰ تا ۱/۰
مخلوط تثبیت شده با قیر (E=۴۰۰۰۰ تا ۳۰۰۰۰۰ psi)	۰/۰ تا ۱/۰
مخلوط تثبیت شده با آهک (E=۲۰۰۰۰ تا ۷۰۰۰۰ psi)	۱/۰ تا ۳/۰
مصالح سنگ‌دانه‌ای غیرچسبنده (E=۱۵۰۰۰ تا ۴۵۰۰۰ psi)	۱/۰ تا ۳/۰
مصالح ریزدانه یا بستر طبیعی (E=۳۰۰۰ تا ۴۰۰۰۰ psi)	۲/۰ تا ۳/۰

* در جدول فوق، E ضریب الاستیسیته یا ضریب برجهندگی مصالح است.



شکل ۲-۱۳- اصلاح ضریب عکس‌العمل مؤثر بستر به علت افت شرایط تکیه‌گاهی

(۱pci=۱lb/in^3=./۲۷۱MN/m^3)

مثال:

ضریب برجهندگی خاک بستر یک روسازی بتنی در ماه‌های فروردین تا اسفند به ترتیب برابر ۴۰۰۰، ۴۰۰۰، ۷۰۰۰، ۷۰۰۰، ۷۰۰۰، ۷۰۰۰، ۷۰۰۰، ۴۰۰۰، ۲۰۰۰۰، ۲۰۰۰۰، ۲۰۰۰۰ و ۲۵۰۰ psi و ضریب برجهندگی (الاستیسیته) مصالح زیراساس در ماه‌های فروردین تا اسفند به ترتیب برابـر ۱۵۰۰۰، ۱۵۰۰۰، ۲۰۰۰۰، ۲۰۰۰۰، ۲۰۰۰۰، ۲۰۰۰۰، ۲۰۰۰۰،

۱۵۰۰۰، ۵۰۰۰۰، ۵۰۰۰۰، ۵۰۰۰۰ و psi ۱۵۰۰۰ است. در صورتی‌که مصالح زیراساس از نوع سنگ‌دانه‌ای بـه ضـخامت ۱۵ سانتی‌متر (۶ اینچ)، عمق پی سخت از سطح بستر برابر ۱۵۲ سانتی‌متر (۵ فوت) و ضـخامت دال ۲۳ سـانتی‌متـر (۹ اینچ) فرض شود، ضریب عکس‌العمل مؤثر بستر را محاسبه نمایید.

حل: ابتدا با استفاده از شکل (۲-۹) و به ازای مشخصات مصالح در ماه فروردین (ضـریب برجهنـدگی خـاک بسـتر و زیراساس به ترتیب برابر psi ۴۰۰۰ و psi ۱۵۰۰۰) و همچنین با در نظر گـرفتن ضـخامت زیراسـاس برابـر ۶ ایـنچ (۱۵ سانتیمتر)، مقدار ضریب عکس‌العمل مرکب بستر برابر pci ۲۳۰ به‌دست می‌آید. سپس با استفاده از شـکل (۲-۱۱) و بـه ازای ضریب برجهندگی خاک بستر در فروردین برابر psi ۴۰۰۰، عمق پی سخت برابر ۵ فوت (۱۵۲ سانتیمتر) و ضـریب عکس‌العمل مرکب بستر برابر pci ۲۳۰ (از مرحله قبل بدست آمد)، مقدار ضریب عکس العمل بستر در این مرحلـه برابـر pci ۳۰۰ حاصل می‌شود. حال با استفاده از شکل (۲-۱۲) یا رابطه (۲-۱۰) و به ازای ضریب عکس العمل بستر برابـر pci ۳۰۰ (بدست آمده از مرحله قبل) و ضخامت دال برابر ۹ اینچ (۲۳ سانتیمتر)، مقدار خرابی نسبی برابر ۷۸ بدست می‌آید.

با تکرار فرآیند فوق برای ماه‌های دیگر سال، جدول (۲-۱۹) تکمیل می‌شود. با جمع مقادیر خرابی نسبی و تقسیم آن بر ۱۲، مقدار $\overline{u}_r$ برابر ۰/۶۰ بدست می‌آید. حال با استفاده از شکل (۲-۱۲) یا رابطـه (۲-۱۰) و بـه ازای خرابـی نسـبی برابر ۶۰ و ضخامت دال برابر ۹ اینچ (۲۳ سانتیمتر)، مقدار ضریب مؤثر عکس‌العمل بستر برابر pci ۵۴۰ خواهـد شـد. در این مرحله با استفاده از شکل (۲-۱۳) و به ازای ضریب عکس‌العمل مؤثر بستر برابـر pci ۵۴۰ و LS برابـر ۱ (مقـدار LS برای مصالح سنگ‌دانه‌ای زیراساس از جدول (۲-۱۸) به‌دست می‌آید) مقدار ضریب عکس‌العمل مؤثر بستر پس از اعمـال تصحیح به علت افت شرایط تکیه‌گاهی برابر pci ۱۷۰ خواهد شد.

جدول ۲-۱۹- مربوط به حل مثال

(۱psi=۶/۸۹ kPa ،۱pci=۱lb/in^3=۰/۲۷۱MN/m^3)

۱	۲	۳	۴	۵	۶
ماه	**ضریب برجهنگی خاک بستر، M_R، (psi)**	**ضریب برجهندگی مصالح زیراساس، E_{SB} (psi)**	**ضریب عکس‌العمل مرکب بستر (pci) (به علت وجود لایه زیراساس) (شکل ۲-۹)**	**ضریب عکس‌العمل بستر به علت وجود پی سخت (pci) (شکل ۲-۱۱)**	**خرابی نسبی، u_r (شکل ۲-۱۲ یا رابطه ۲-۱۰)**
فروردین	۴۰۰۰	۱۵۰۰۰	۲۳۰	۳۰۰	۰/۷۸
اردیبهشت	۴۰۰۰	۱۵۰۰۰	۲۳۰	۳۰۰	۰/۷۸
خرداد	۷۰۰۰	۲۰۰۰۰	۴۱۰	۵۴۰	۰/۶۰
تیر	۷۰۰۰	۲۰۰۰۰	۴۱۰	۵۴۰	۰/۶۰
مرداد	۷۰۰۰	۲۰۰۰۰	۴۱۰	۵۴۰	۰/۶۰
شهریور	۷۰۰۰	۲۰۰۰۰	۴۱۰	۵۴۰	۰/۶۰
مهر	۷۰۰۰	۲۰۰۰۰	۴۱۰	۵۴۰	۰/۶۰
آبان	۴۰۰۰	۱۵۰۰۰	۲۳۰	۳۰۰	۰/۷۸
آذر	۲۰۰۰۰	۵۰۰۰۰	۱۱۰۰	۱۳۵۰	۰/۳۵
دی	۲۰۰۰۰	۵۰۰۰۰	۱۱۰۰	۱۳۵۰	۰/۳۵
بهمن	۲۰۰۰۰	۵۰۰۰۰	۱۱۰۰	۱۳۵۰	۰/۳۵
اسفند	۲۵۰۰	۱۵۰۰۰	۱۶۰	۲۳۰	۰/۸۶

۲-۱-۲-۵-۲- ضریب الاستیسیته بتن (Ec)

ضریب الاستیسیته بتن را می توان با انجام آزمایش مطابق استاندارد ASTM C469 یا رابطه (۲-۱۱) بدست آورد.

$$E_c = 57000\sqrt{f_c}$$ (۲-۱۱-الف) (f_c و E_c برحسب psi)

$$E_c = 4770\sqrt{f_c}$$ (۲-۱۱-ب) (f_c و E_c برحسب MPa)

که در آن، E_c ضریب الاستیسیته بتن و f_c مقاومت فشاری نمونه‌های استوانه‌ای بتن است. مقاومت فشاری بتن را می‌توان بر اساس استانداردهای AASHTO T22، ASTM C39 یا استاندارد ملی ایران شماره ۶۰۴۸ به‌دست آورد. حداقل مقاومت فشاری بتن (نمونه‌های استوانه‌ای) مورد استفاده در روسازی بتنی برابر ۳۰ مگاپاسکال (۳۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع) است.

۲-۱-۲-۵-۳- ضریب گسیختگی بتن (Sc)

ضریب گسیختگی (مقاومت خمشی) بتن بر اساس متوسط مقاومت ۲۸ روزه بتن و با استفاده از آزمایش بارگذاری تیر ساده در نقاط یک سوم دهانه (AASHTO T97، ASTM C78 یا استاندارد ملی ایران شماره ۴۹۰) به‌دست می‌آید. به دلیل استفاده از پارامتر قابلیت اطمینان در طراحی، توصیه اکید می‌شود که از عدد مربوط به ضریب گسیختگی مشخصه بتن به‌طور مستقیم در طراحی استفاده نشود؛ بلکه ابتدا ضریب گسیختگی مشخصه بتن با استفاده از رابطه (۲-۱۲) تعدیل و سپس در طراحی استفاده شود.

$$S_c^{'} = S_c + z(SD_s) \qquad (۱۲-۲)$$

که در آن، $S_c^{'}$ متوسط ضریب گسیختگی بتن (psi)، S_c ضریب گسیختگی مشخصه بتن (psi)، SD_s انحراف معیار ضریب گسیختگی بتن (psi) و z متغیر انحراف معیار نرمال است که از جدول (۲-۲۰) به‌دست می‌آید. حداقل ضریب گسیختگی مشخصه (مقاومت خمشی) بتن مورد استفاده در روسازی بتنی برابر ۴ مگاپاسکال (۴۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع) است.

جدول ۲-۲۰- تعیین مقدار Z برای استفاده در رابطه (۲-۱۱)

z	درصد نمونه‌های با مقاومت کمتر از مقدار مشخصه
۰/۸۴۱	۲۰
۱/۰۳۷	۱۵
۱/۲۸۲	۱۰
۱/۶۴۵	۵
۲/۳۲۷	۱

در مواردی که در کارگاه پرونده آزمایش‌های مقاومت برای تعیین انحراف استاندارد موجود نباشد، برای تعیین مقاومت فشاری متوسط (مقاومت هدف طرح) می‌توان از روابط (۲-۱۳-الف) یا (۲-۱۳-ب) استفاده کرد:

(۲-۱۳-الف) برای بتن با مقاومت فشاری مشخصه بین ۳۰ تا ۳۵ مگاپاسکال: $f_{cm}=f_c+8.3$

(۲-۱۳-ب) برای بتن با مقاومت فشاری مشخصه بزرگ‌تر از ۳۵ مگاپاسکال: $f_{cm}=1.1f_c+5$

در این روابط f_c و f_{cm} به ترتیب مقاومت فشاری مشخصه بتن و مقاومت متوسط بتن برحسب مگاپاسکال هستند. همچنین با استفاده از روابط (۲-۱۴-الف) یا (۲-۱۴-ب) می‌توان متوسط ضریب گسیختگی بتن ($S_c^{'}$) را برحسب متوسط مقاومت فشاری بتن (f_{cm}) محاسبه نمود.

(۲-۱۴-الف) $S_c^{'}$ (و f_{cm} برحسب psi) $\quad S_c^{'} = 8\sqrt{f_{cm}}$ تا $10\sqrt{f_{cm}}$

(۲-۱۴-ب) $S_c^{'}$ (و f_{cm} برحسب MPa) $\quad S_c^{'} = 0.66\sqrt{f_{cm}}$ تا $0.83\sqrt{f_{cm}}$

۲-۱-۲-۶- ضریب زهکشی

به‌منظور اعمال اثر کیفیت زهکشی در تعیین ضخامت رویه بتنی، از ضریب زهکشی (C_d) استفاده می‌شود. ضریب زهکشی بر اساس کیفیت زهکشی و درصد زمانی از سال که رطوبت لایه‌های روسازی نزدیک به حالت اشباع باشد، مشخص می‌گردد. کیفیت زهکشی برحسب مدت زمانی تعریف می‌شود که طی آن ۵۰ درصد آب آزاد مصالح، زهکشی و تخلیه شود. مصالح روسازی از نظر کیفیت زهکشی و سرعت خروج آب به پنج طبقه تقسیم می‌شود که در جدول (۲-۲۱) نشان داده شده است.

جدول ۲-۲۱- ضرایب زهکشی (C_d) برای طراحی روسازی بتنی

کیفیت زهکشی	مدت زمان زهکشی	درصد زمانی که رطوبت سازه روسازی درحدود اشباع است			
		کمتر از ۱ درصد[1] (منطقه بیابانی)	۱-۵ درصد[1] (منطقه خشک)	۵-۲۵ درصد[1] (منطقه معتدل)	۲۵ درصد[1] (منطقه با بارندگی زیاد)
عالی	۲ ساعت	۱/۲۰-۱/۲۵	۱/۱۵-۱/۲۰	۱/۱۰-۱/۱۵	۱/۱۰
خوب	۱ روز	۱/۱۵-۱/۲۰	۱/۱۰-۱/۱۵	۱/۰۰-۱/۱۰	۱/۰۰
قابل قبول	۱ هفته	۱/۱۰-۱/۱۵	۱/۰۰-۱/۱۰	۰/۹۰-۱/۰۰	۰/۹۰
ضعیف	۱ ماه	۱/۰۰-۱/۱۰	۰/۹۰-۱/۰۰	۰/۸۰-۰/۹۰	۰/۸۰
خیلی ضعیف	دفع نمی‌شود	۰/۹۰-۱/۰۰	۰/۸۰-۰/۹۰	۰/۷۰-۰/۸۰	۰/۷۰

۱- میزان بارندگی سالانه در این دستورالعمل برای مناطق بیابانی حداکثر ۵۰ میلی‌متر، برای مناطق خشک، بین ۵۰ تا ۲۵۰ میلی‌متر، برای مناطق معتدل، بین ۵۰۰- ۲۵۰ میلی‌متر و برای مناطق با بارندگی زیاد، بیش از ۵۰۰ میلی‌متر تعیین شده است.

۲-۱-۲-۷- ضریب انتقال بار (J)

در طراحی روسازی بتنی برای بیان قابلیت انتقال بار در محل درزها و ترک‌ها از پارامتر ضریب انتقال بار (J) استفاده می‌شود. نوع وسیله انتقال بار (میلگرد انتقال بار یا قفل و بست سنگ‌دانه‌ای) نوع شانه و نوع روسازی بتنی بر مقدار این پارامتر تأثیرگذارند. جدول (۲-۲۲) مقادیر J را در حالت‌های مختلف نشان می‌دهد. به‌عنوان یک راهنمایی کلی می‌توان گفت هرچه ضریب عکس‌العمل بستر کمتر، ضریب انتقال حرارت بیشتر و تغییرات دمایی بیشتر باشد، باید از مقادیر بزرگتر J استفاده شود.

جدول ۲-۲۲- مقادیر ضریب انتقال بار (J) در حالت‌های مختلف برای روسازی بتنی ساده درزدار

نوع شانه	میلگرد انتقال بار	ضریب انتقال بار (J)
آسفالتی	دارد	۳/۲
	ندارد	۳/۸-۴/۴
بتنی متصل (با میلگرد دوخت)	دارد	۲/۵-۳/۱
	ندارد	۳/۶-۴/۲

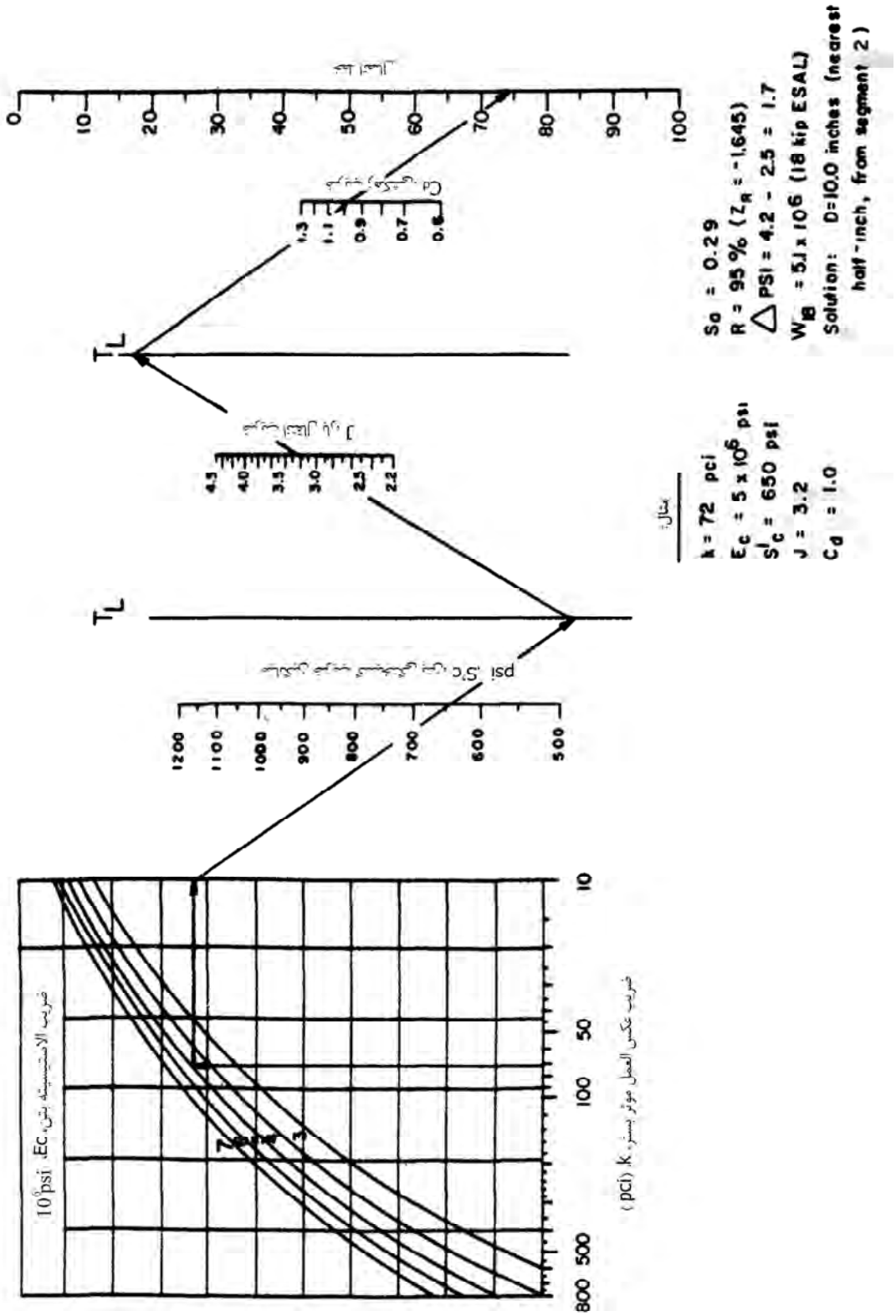
۲-۱-۳- محاسبه ضخامت روسازی بتنی ساده درزدار

ضخامت روسازی (دال بتنی) ساده درزدار از رابطه (۲-۱۵) یا شکل (۲-۱۴) محاسبه می‌شود.

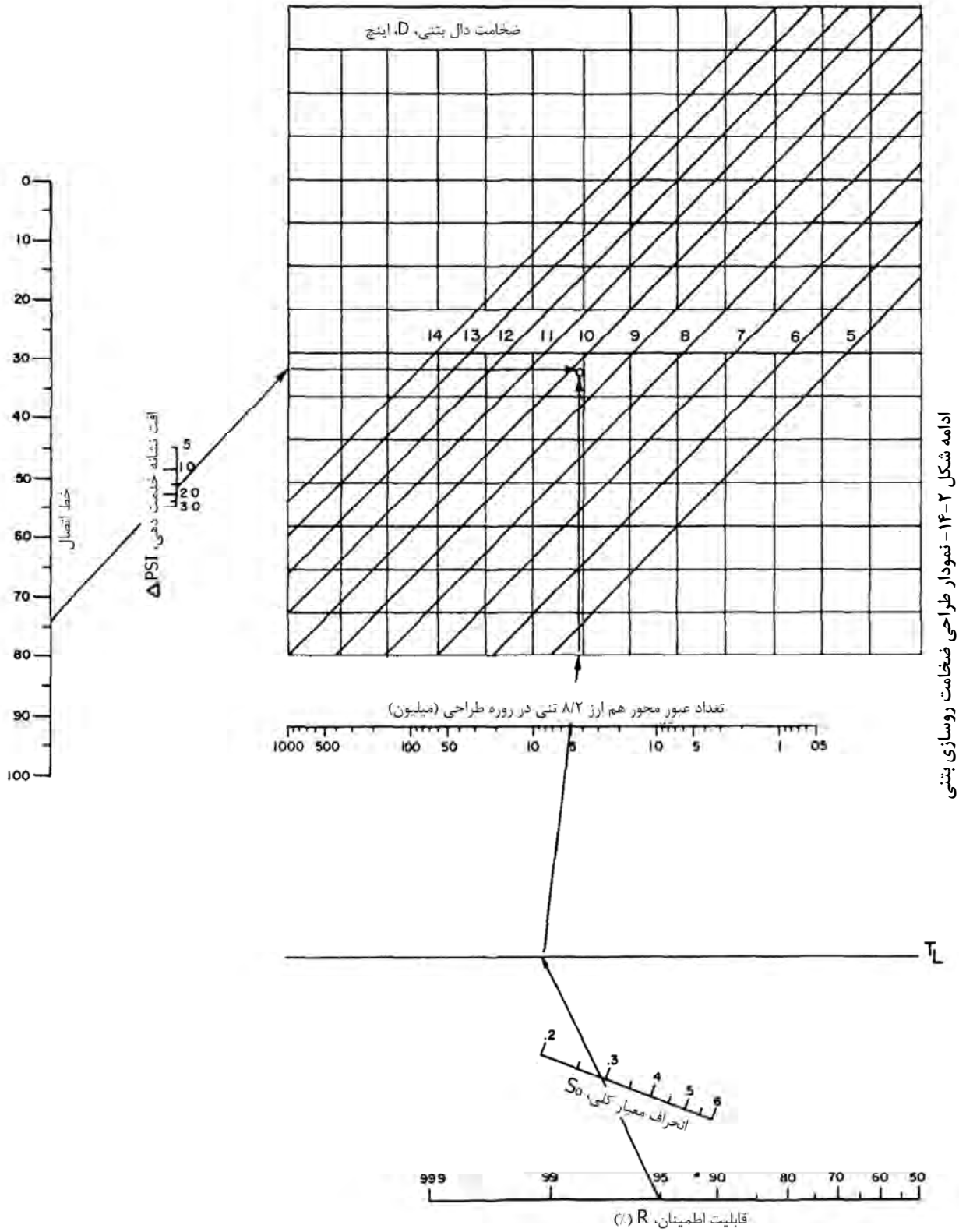
$$\log(W_{18}) = Z_R S_o + 7.35\log(D+1) - 0.06 + \frac{\log\left[\frac{\Delta PSI_T}{4.5-1.5}\right]}{1+\frac{1.624\times10^7}{(D+1)^{8.46}}} + (4.22-0.32p_t)\log\left[\frac{S'_c C_d (D^{0.75}-1.132)}{215.63J\left[D^{0.75}-\frac{18.42}{\left(E_c/K\right)^{0.25}}\right]}\right] \qquad (۲-۱۵)$$

که در آن، W_{18} تعداد عبور محور هم‌ارز ۸/۲ تنی در دوره طراحی، Z_R انحراف معیار نرمال، S_0 انحراف معیار کلی، D ضخامت دال بتنی (اینچ)، ΔPSI_T افت نشانه خدمت‌دهی ناشی از ترافیک، P_t نشانه خدمت‌دهی نهایی، S'_c میانگین ضریب گسیختگی بتن (psi)، C_d ضریب زهکشی، J ضریب انتقال بار، E_c ضریب الاستیسیته بتن (psi) و k ضریب عکس‌العمل مؤثر بستر (pci) است.

چنانچه از آسفالت گرم به عنوان میان لایه (پیوندزدا) استفاده گردد (به مطالب مندرج در بند (۳-۲-۷) مراجعه شود)، می‌توان به ازای هر ۲ سانتی‌متر لایه آسفالتی، ۱ سانتی‌متر از ضخامت دال بتنی کم کرد.



شکل ۲-۱۴- نمودار طراحی ضخامت روسازی بتنی
(1psi=۶/۸۹ kPa ،1pci=1lb/in^3=۲۷۱MN/m^3)



ادامه شکل ۲-۱۴- نمودار طراحی ضخامت روسازی بتنی

(1in=۲۵/۴ mm)

۲-۱-۴- طراحی درز در روسازی‌های بتنی ساده درزدار

به‌منظور فراهم نمودن شرایط انبساط و انقباض در روسازی‌های بتنی و در نتیجه استهلاک تنش‌های ناشی از تغییرات شرایط جوی (دما و رطوبت)، اصطکاک و تسهیل فرآیند ساخت، در این نوع روسازی‌ها درز تعبیه می‌شود. به‌طور کلی در روسازی‌های بتنی سه نوع درز وجود دارد که عبارتند از: درز انقباض[۲۵]، درز انبساط[۲۶]/ درز انقطاع[۲۷] و درز اجرایی[۲۸] (ساخت). وظیفه هر یک از این درزها به شرح زیر است:

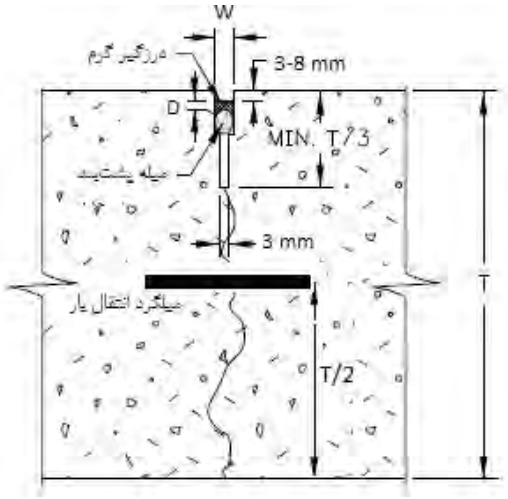
- درز انقباض: این نوع درز برای استهلاک تنش‌های کششی ناشی از تغییرات دما، تغییرات رطوبت و اصطکاک و در نتیجه کنترل ترک‌خوردگی دال بتنی استفاده می‌گردد. در صورت استفاده نکردن از درزهای انقباضی، ترک‌های تصادفی در دال بتنی ایجاد می‌شود. درزهای انقباض به دو نوع عرضی و طولی تقسیم‌بندی می‌شوند. درزهای انقباض عرضی در روسازی‌های بتنی درزدار استفاده می‌شوند و معمولاً به‌صورت عمود بر محور راه و در فواصلی قرار می‌گیرند که تنش کششی ناشی از تغییرات دما و رطوبت منجر به وقوع ترک در دال نشود. درزهای انقباضی طولی نیز در جاهایی که بتن‌ریزی دو یا چند خط عبور و شانه روسازی در یک زمان انجام می‌شود، تعبیه می‌گردد.

- درز اجرایی: هدف اصلی از تعبیه درزهای اجرایی در روسازی‌های بتنی، تسهیل فرآیند ساخت است. درزهای عرضی اجرایی در پایان عملیات روزانهٔ پخش بتن یا در مواقعی که ماشین‌آلات اجرای روسازی خراب می‌شوند، اجرا می‌گردند. درزهای اجرایی طولی نیز در محل ارتباط دو یا چند خط عبور و شانه روسازی که بتن آنها در زمان‌های متفاوتی ریخته شده است (فاصله زمانی بیش از ۳۰ تا ۴۵ دقیقه)، تعبیه می‌شوند.

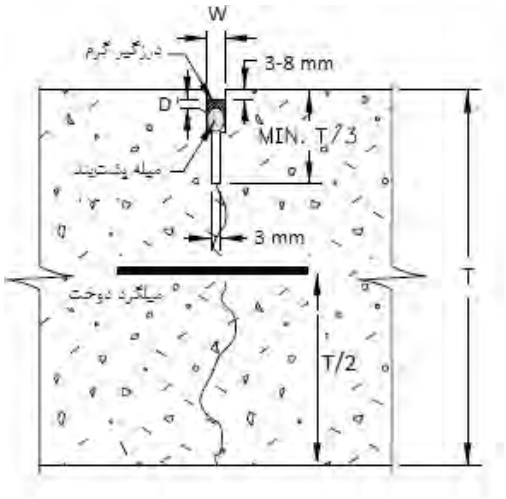
- درز انبساط / درز انقطاع: وظیفه اولیه یک درز انبساط، ایجاد فضایی برای انبساط دال بتنی و در نتیجه جلوگیری از ایجاد و توسعه تنش‌های فشاری (که ممکن است منجر به تاب برداشتن دال بتنی شود) است. در بیشتر پروژه‌های روسازی بتنی معمولاً نیاز به تعبیه درز انبساط نیست؛ زیرا طراحی و اجرای مناسب درزهای انقباض به‌طور کلی نیاز به درزهای انبساط را برطرف می‌کند؛ مگر در مواردی مانند اینکه طول دال بتنی بیشتر از ۲۰ متر شود (که معمولاً این‌طور نیست)، بتن‌ریزی در دمای زیر ۴ درجه سانتی‌گراد انجام شود (که این مورد نیز معمولاً انجام نمی‌شود) یا مصالح مستعد منبسط شدن باشند (که معمولاً سعی می‌شود از این نوع مصالح استفاده نشود). البته استفاده از درز در محل‌های خاص مانند مجاورت رویه بتنی با سازه پل، آدم‌رو[۲۹] یا روسازی از نوع دیگر به‌منظور فراهم کردن امکان حرکت آزادانه و مستقل قائم و افقی بین روسازی بتنی و هر یک از سازه‌ها ضروری است که در این صورت معمولاً به این نوع درزها به جای درز انبساط، درز انقطاع اطلاق می‌شود.

شکل‌های (۲-۱۵) تا (۲-۲۱) نمونه‌هایی از انواع درزها در روسازی‌های بتنی ساده درزدار را نشان می‌دهند.

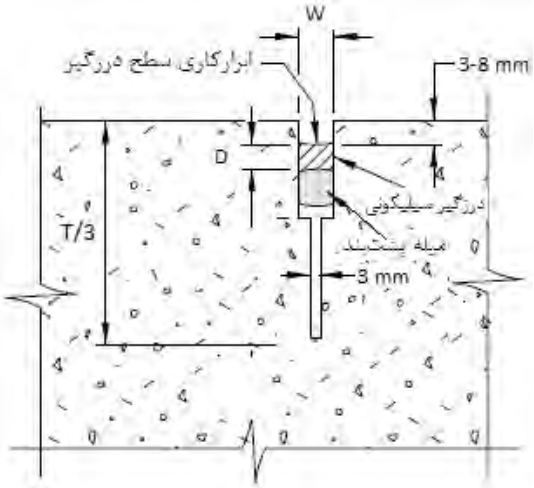
25- Contraction joint
26- Expansion joint
27- Isolation joint
28- Construction joint
29- Manhole



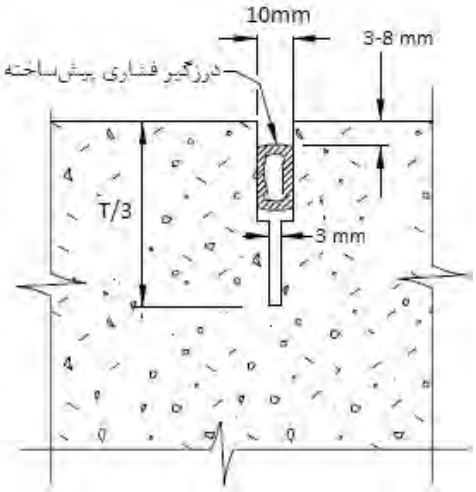
۲-۱۵- درز انقباض عرضی (استفاده از درزگیر گرم)



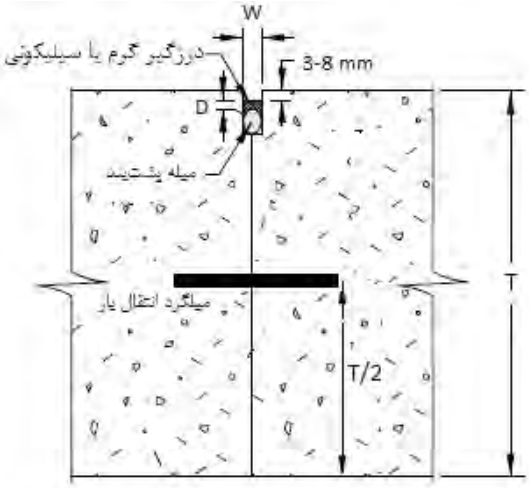
۲-۱۶- درز انقباض طولی (استفاده از درزگیر گرم)



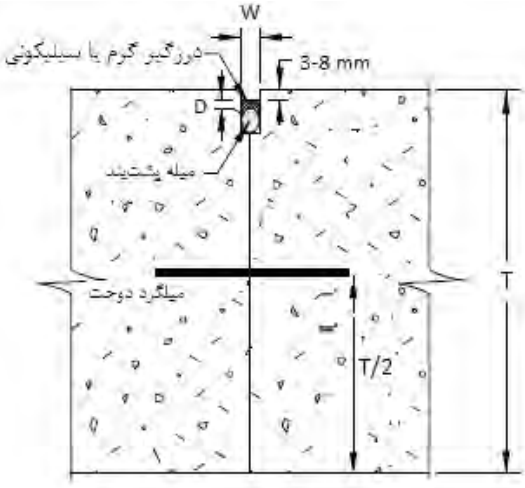
۲-۱۷- درز انقباضی (درزگیر سیلیکونی)



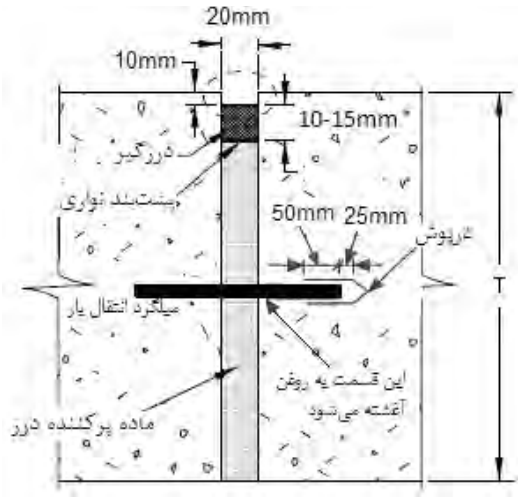
۲-۱۸- درز انقباضی (درزگیر فشاری پیش ساخته)



شکل ۲-۱۹- نمونه‌ای از درز اجرایی عرضی



شکل ۲-۲۰- نمونه‌ای از درز اجرایی طولی



شکل ۲-۲۱- نمونه‌ای از درز انبساط

در روسازی‌های بتنی ساده درزدار در محل درزهای عرضی و در جهت عمود بر این درزها، از میلگردهای انتقال بار (داول بار[۳۰]) (ساده) استفاده می‌شود. البته در درزهای عرضی مورب، میلگردهای انتقال بار عمود بر درز نیستند بلکه به‌صورت موازی با جهت ترافیک قرار می‌گیرند. در مواردی مانند توقفگاه‌ها (به‌خصوص توقفگاه‌های وسایل نقلیه سنگین)، باراندازها، محوطه‌های انبار و سایر محل‌هایی که جهت حرکت وسایل نقلیه متغیر و امکان حرکت در تمام جهات وجود دارد، میلگردهای انتقال بار علاوه بر درزهای عرضی، در محل درزهای طولی نیز قرار می‌گیرند.

برای جلوگیری از چسبیدن میلگرد انتقال بار به بتن، سرتاسر میلگرد انتقال بار با ماده روغنی مناسب آغشته می‌شود. در مواقعی که میلگردهای انتقال بار در معرض خوردگی هستند، باید این میلگردها با اپوکسی یا ماده مناسب دیگری پوشش داده شوند. در صورتی که پوشش محافظ ایجاد شده روی میلگرد انتقال بار دارای قابلیت چسبندگی با بتن باشد، باید روی این پوشش از ماده دیگری[۳۱] که از چسبیدن بتن به آن جلوگیری می‌کند، استفاده گردد.

به‌عنوان یک راهنمایی کلی، قطر میلگردهای انتقال بار برابر یک هشتم ($\frac{۱}{۸}$) ضخامت دال بتنی، فاصله آنها از یکدیگر برابر ۳۰ سانتی‌متر و طول آنها برابر ۴۵ سانتی‌متر در نظر گرفته می‌شود. توصیه می‌شود قطر میلگردهای انتقال بار از ۳۲ میلی‌متر کمتر نباشد. میلگردهای انتقال بار از نوع ساده بوده و در ارتفاعی برابر نصف ضخامت دال بتنی قرار می‌گیرند. همچنین فاصله مرکز اولین میلگرد انتقال بار تا درز طولی برابر ۱۵ سانتی‌متر در نظر گرفته می‌شود. برای میلگردهای انتقال بار از فولاد رده S۴۰۰ (دارای تنش تسلیم ۴۰۰ مگاپاسکال) یا فولاد رده S۵۰۰ (تنش تسلیم ۵۰۰ مگاپاسکال) استفاده می‌شود.

30- Dowel bar
31- Bond breaker

در محل درزهای طولی و در جهت عمود بر این درزها، از میلگردهای دوخت (تای بار[۳۲]) (آجدار) استفاده می‌شود. میلگردهای دوخت که در ارتفاعی برابر نصف ضخامت دال بتنی قرار می‌گیرند، از فولاد رده S۴۰۰ (دارای تنش تسلیم ۴۰۰ مگاپاسکال)، دارای قطر ۱۶ میلی‌متر و طول ۷۵ سانتی‌متر بوده و فاصله مرکز به مرکز آنها نیز برابر ۷۵ سانتی‌متر است. در فاصله ۴۰ سانتی‌متری از درز عرضی نباید از میلگرد دوخت استفاده شود. در محل درزهای اجرایی عرضی نیز در صورتی که منطبق بر محل درزهای عرضی انقباضی نباشند از میلگردهای دوخت استفاده می‌شود.

۲-۱-۴-۱- فاصله درزها در روسازی‌های بتنی ساده درزدار

به‌طور کلی فاصله درزهای انقباض به شرایط آب و هوایی و مصالح مورد استفاده بستگی دارد. در حالی که فاصله درزهای انبساط و اجرایی عموماً تابع امکانات ساخت و الگوی اولیه است. به‌عنوان یک راهنمایی کلی می‌توان گفت در روسازی‌های بتنی ساده درزدار (JPCP)، فاصله درزهای انقباض (بر حسب فوت) نباید بیش از ۲ برابر ضخامت دال بتنی (بر حسب اینچ) باشد. برای مثال حداکثر فاصله درزهای انقباض برای یک دال به ضخامت ۸ اینچ (۲۰ سانتی‌متر) حدود ۱۶ فوت (۵ متر) است. همچنین معمولاً نسبت عرض دال به طول آن کمتر از ۱/۲۵ در نظر گرفته می‌شود. علاوه بر آن طول دال بتنی ساده درزدار به ۵ متر محدود می‌شود. حداکثر فاصله بین درزهای طولی نیز برابر ۵ متر در نظر گرفته می‌شود.

به دلایلی از جمله هزینه زیاد، پیچیدگی و مشکلات مربوط به عملکرد درزهای انبساط/ انقطاع، معمولاً سعی می‌شود از تعداد کمتری درز انبساط استفاده شود. درزهای انبساط در محل‌هایی که نوع روسازی تغییر می‌کند (به‌عنوان مثال روسازی بتنی مسلح پیوسته در کنار روسازی بتنی درزدار) یا در مواقعی که روسازی بتنی در مجاورت پل قرار می‌گیرد، استفاده می‌شود.

فاصله بین درزهای ساخت نیز معمولاً تابعی از شرایط کار و تجهیزات مورد استفاده است.

۲-۱-۴-۲- الگوی درز در روسازی‌های بتنی ساده درزدار

ایجاد درزهای مورب با فواصل متغیر باعث کاهش اثر نامطلوب عبور از روی درز و در نتیجه بهبود کیفیت رانندگی می‌شود. همچنین درزهای مورب باعث بهبود عملکرد درز و عمر بیشتر روسازی‌های بتنی می‌شود. مورب بودن درزها باید به اندازه‌ای باشد تا چرخ‌های واقع در طرفین محور وسیله نقلیه، هم‌زمان از روی درز عبور نکنند. مقدار مورب بودن درز به اندازه ۰/۶ متر (در جهت ترافیک) در ۳/۶۵ متر (در جهت عرض روسازی) مناسب است. با توجه به اینکه بیشترین اثرپذیری از اعمال ناگهانی بارهای چرخ در گوشه واقع در لبه خارجی اتفاق می‌افتد؛ بنابراین درز مورب باید به نحوی قرار گیرد که در جهت ترافیک بین درز و لبه خارجی دال، یک زاویه منفرجه (باز) تشکیل شود؛ به عبارت دیگر چرخ‌های سمت راننده درز مورب را زودتر قطع می‌کنند.

32- Tie bar

مزایای استفاده از درزهای مورب عبارتند از:

۱- کاهش تغییرشکل و تنش در محل درزها و در نتیجه افزایش ظرفیت باربری دال و افزایش عمر روسازی؛

۲- کاهش عکس‌العمل وسایل نقلیه در هنگام عبور از محل درز و در نتیجه بهبود کیفیت رانندگی.

در کنار مزایای درزهای مایل به این نکته نیز باید توجه داشت که طول بیشتر این نوع درزها، ممکن است هزینه بیشتری را به فرآیند عملیات اجرا و نگهداری تحمیل کند؛ ضمن آنکه در عملیات اجرای روسازی بتنی با ماشین‌آلات خودکارِ جای‌گذاری میلگرد انتقال بار، استفاده از درزهای مورب ممکن است با مشکلاتی همراه باشد.

همچنین وجود درزهایی با الگوی تصادفی (فواصل متغیر مثلاً ۳/۵، ۵، ۴ و ۴/۵ متر) سبب جلوگیری از بروز عکس‌العمل‌های متوالی یکنواخت در وسایل نقلیه عبوری می‌شود. البته باید توجه داشت که پیاده‌کردن دال‌های بتنی با طول متغیر با استفاده از ماشین‌آلات خودکارِ جای‌گذاری میلگرد انتقال بار، با مشکلاتی همراه است و همچنین حجم میلگرد انتقال بار نیز افزایش خواهد یافت. با توجه به آنکه استفاده از الگوی تصادفی برای درزها، یک امر متداول نیست؛ بنابراین تصمیم‌گیری درخصوص استفاده از این الگو باید بر اساس گزارش توجیهی مهندس مشاور باشد.

۲-۱-۴-۳- ابعاد درز در روسازی‌های بتنی ساده درزدار

عمق درزهای انقباض و اجرایی (طولی و عرضی) باید به اندازه کافی در نظر گرفته شود تا بدین ترتیب ترک‌خوردگی در محل‌های از پیش تعیین شده (در محل درزها) اتفاق بیافتد. معمولاً عمق درزهای طولی و عرضی $\frac{1}{3}$ ضخامت دال بتنی در نظر گرفته می‌شود. این درزها را می‌توان با اره‌کردن[۳۳]، قراردادن[۳۴] یا شکل دادن[۳۵] محل درز ایجاد نمود.

مدت زمان در اختیار برای ایجاد درز به روش اره‌کردن، می‌تواند از ۴ تا ۲۴ ساعت پس از پخش بتن تغییر کند. این مدت تابعی از دمای دال، شرایط آب و هوایی، وضعیت گیرش بتن و تغییر خصوصیات مخلوط بتن است. برش زودهنگام دال باعث جداشدن سنگ‌دانه‌ها از دال و برش دیرهنگام آن نیز منجر به وقوع ترک در نقاط دیگر دال می‌شود.

عرض درزهای انقباضی یا اجرایی (طولی یا عرضی) با توجه به میزان حرکت افقی درز به‌علاوه کرنش مجاز ماده درزگیر با استفاده از رابطه (۲-۱۶) محاسبه می‌شود.

$$\Delta L = \frac{CL(\alpha_c \times DT_D + Z)}{S} \times 100 \qquad (۲-۱۶)$$

که در آن، ΔL مقدار بازشدگی درز انقباض یا اجرایی به علت تغییر دما و انقباض ناشی از خشک شدن بتن (بر حسب اینچ)، S کرنش مجاز ماده درزگیر (درزگیرها طوری طراحی می‌شوند که کرنش‌های ۲۵ تا ۳۵ درصد را تحمل کنند. معمولاً از مقدار ۲۵ درصد به‌عنوان یک مقدار محافظه‌کارانه استفاده می‌شود. در این حالت به جای S عدد ۲۵ قرار می‌گیرد)، α_c ضریب انقباض/ انبساط حرارتی بتن (جدول ۲-۲۳)، Z ضریب انقباض ناشی از خشک‌شدن دال بتنی (در

33- Sawing
34- Inserts
35- Forming

پروژه‌ای که درزگیری مجدد انجام می‌شود؛ این مقدار قابل صرف‌نظر کردن است) (جدول ۲-۲۴)، L فاصله دو درز متوالی، DT_D دامنه (اختلاف) دمایی و C ضریب تعدیل به علت اصطکاک دال بتنی با لایه زیراساس است. مقدار C در هنگام استفاده از زیراساس تثبیت شده برابر ۰/۶۵ و در حالت استفاده از زیراساس سنگ‌دانه‌ای برابر ۰/۸ در نظر گرفته می‌شود.

جدول ۲-۲۳- ضریب انقباض/انبساط حرارتی بتن بر حسب نوع سنگ‌دانه

نوع سنگ‌دانه (درشت‌دانه)	ضریب انقباض/انبساط حرارتی بتن	
	(10^{-6} 1/°F)	(10^{-6} 1/°C)
کوارتز	۶/۶	۱۱/۹
ماسه سنگ	۶/۵	۱۱/۷
گرانیت	۵/۳	۹/۵
بازالت	۴/۸	۸/۶
سنگ آهک	۳/۸	۶/۸

جدول ۲-۲۴- ارتباط بین انقباض ناشی از خشک شدن بتن و مقاومت کششی غیر مستقیم بتن

مقاومت کششی غیر مستقیم		انقباض
(MPa)	(psi)	(in/in یا mm/mm)
۲/۱ یا کمتر	۳۰۰ یا کمتر	۰/۰۰۰۸
۲/۸	۴۰۰	۰/۰۰۰۶
۳/۵	۵۰۰	۰/۰۰۰۴۵
۴/۲	۶۰۰	۰/۰۰۰۳
۴/۹ یا بیشتر	۷۰۰ یا بیشتر	۰/۰۰۰۲

حداقل عرض درزهای عرضی و طولی که با اره کردن ایجاد می‌شوند برابر ۳ میلی‌متر است.

به‌طور کلی می‌توان گفت هرچه احتمال حرکت درز بیشتر باشد، کیفیت ماده درزگیر باید بهتر شود. افزایش حرکت درز می‌تواند ناشی از طول بیشتر دال، افزایش تغییر دما و یا افزایش ضریب انقباض حرارتی بتن باشد. حرکت درز در روسازی‌های بتنی تحت تأثیر عواملی مانند تغییر حجم دال بتنی، تغییر دمای دال و اصطکاک بین دال و زیراساس (یا بستر) است.

به‌منظور جلوگیری از نفوذ آب و سایر مواد به محل درز، در محل درز از مواد درزگیر استفاده می‌شود. مواد درزگیر به دو دسته اجرا شده در محل[۳۶] (به‌صورت مایع یا نیمه مایع) و پیش‌ساخته[۳۷] طبقه‌بندی می‌شوند. مشخصات مربوط به مواد درزگیری اجرا شده در محل در استانداردهای AASHTO M173، AASHTO M282 و ASTM D3405 یا

36- Field molded
37- Premolded

ASTM D3581-90 و مشخصات مواد درزگیر پیش‌ساخته در استانداردهـای AASHTO M220 و ASTM D2628 درج شده است. همچنین مشخصات پرکننده‌های پیش‌ساخته[۳۸] نیز در استانداردهای AASHTO M33، AASHTO M153 یا AASHTO M213 ارائه شده است.

برای آنکه یک ماده درزگیری اجرا شده در محل بتواند به خوبی ایفای نقش نماید، لازم است فضای قرارگیـری مـاده درزگیر[۳۹] دارای ضریب شکل (نسبت عمق به عرض) مناسب باشد. با توجه به محدودیت‌های اجرایی مربـوط بـه حـداقل عرض درز، محل قرارگیری ماده درزگیر باید تا حد امکان به‌شکل چهارگوش باشد و از سطح روسـازی بـه انـدازه ۳ تـا ۸ میلی‌متر پایین‌تر قرار گیرد. معمولاً در محل درزها، با فروکردن فتیله (میله) پشت‌بند[۴۰]، در عمق از پـیش تعیـین شـده، فضای مناسب برای قرارگیری ماده درزگیر فراهم می‌شود. بدین ترتیب مقدار ماده درزگیر مورد نیاز نیز کـاهش مـی‌یابـد (درخصوص مشخصات میله پشت‌بند به فصل سوم بند (۳-۳-۸-۹-۵) مراجعه شود). به‌طور کلی ضریب شکل[۴۱] (نسـبت عمق (D) به عرض (W)) فضای مربوط به قرارگیری ماده درزگیر، معمولاً بین ۰/۵ تا ۲ تغییر می‌کند که حداقل عمق آن برای درزهای طولی ۱۰ میلی‌متر و برای درزهای عرضی ۱۳ میلی‌متر است. مقدار ضریب شکل تابعی از نوع ماده درزگیـر و توصیه‌های شرکت سازنده مواد درزگیر است. معمولاً ضریب شکل برای درزگیرهایی که به‌صورت گرم اجـرا مـی‌شـوند، حداقل برابر ۱ و برای درزگیرهای سیلیکونی حداقل برابر ۰/۵ در نظر گرفته می‌شود. حداکثر ضـریب شـکل درزگیرهـای سیلیکونی نیز برابر ۱ است.

هنگام استفاده از درزگیرهای پیش ساخته باید به نکات اجرایی شرکت سازنده توجه شود. ایـن نـوع درزگیـر معمـولاً بین ۲۰ تا ۵۰ درصد عرض اسمی خود متراکم می‌شود. همچنین به‌منظور جلوگیری از سایش مواد درزگیر در اثـر عبـور وسایل نقلیه، ماده درزگیر بین ۳ تا ۸ میلی‌متر پایین‌تر از سطح روسازی اجرا می‌شود.

ابعاد لازم برای قرار گرفتن مواد درزگیر در درزهای انبساط بیشتر از فضای متنـاظر در درزهـای انقبـاض یـا اجرایـی است. معمولاً عرض درزهای انبساط برابر ۲۰ میلی‌متر در نظر گرفته می‌شود. همچنین محل درزهای انبساط از کـف دال تا ارتفاع ۲۰ تا ۲۵ میلی‌متر زیر سطح دال بتنی از مواد پرکننده[۴۲] پر می‌شود و سپس روی این مواد، ماده درزگیـر اجـرا می‌گردد. سطح ماده درزگیر باید ۱۰ میلی‌متر پایین‌تر از سطح دال باشد. به‌منظور انتقال بار در محل درزهای انبساط، از میلگردهای انتقال بار (ساده) که یک طرف آن دارای درپوش[۴۳] است، استفاده می‌شود (شکل ۲-۲۱). در هنگـام انبسـاط دال، این درپوش که فضای خالی مناسبی را در دال ایجاد نموده است سبب حرکت آزادانه میلگرد انتقـال بـار مـی‌شـود. فاصله بین انتهای بسته درپوش و انتهای میلگرد انتقال بار برابر ۲۵ میلی‌متر است.

38- Preformed joint filler
39- Sealant reservior
40- Cord/ Backer rod
41- Shape factor
42- Joint filler material
43- Cap

۲-۱-۵- طراحی ناحیه انتقال[۴۴]

ناحیه انتقال، دال بتنی است که بین دو نوع روسازی مختلف اجرا می‌شود. هدف از اجرای ناحیه انتقال، اطمینان از حرکت هموار بین دو نوع روسازی و کاهش مشکلات مربوط به عملکرد روسازی در سال‌های پس از ساخت است. عدم اجرا یا اجرای نامناسب ناحیه انتقال، منجر به عملکرد ضعیف روسازی و نیاز فراوان به عملیات نگهداری و تعمیر روسازی می‌شود.

به‌طور کلی عملکرد ناحیه انتقال عبارت است از:

- حفظ کیفیت رانندگی؛
- امکان تغییرات تدریجی در پارامترهای طرح هندسی (شیب طولی و عرضی)؛
- تسهیل حرکت در انتهای دال؛
- کاهش مسائل مرتبط با زهکشی.

هنگام اجرای روسازی بتنی ساده درزدار باید در موارد زیر ناحیه انتقال اجرا شود:

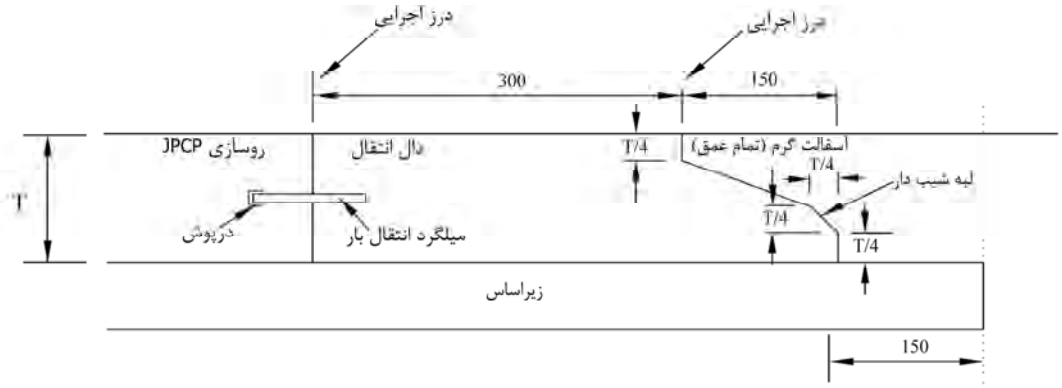
- اتصال روسازی بتنی ساده درزدار با روسازی آسفالتی؛
- اتصال روسازی بتنی ساده درزدار با روسازی مسلح پیوسته؛
- اتصال روسازی بتنی ساده درزدار جدید با روسازی بتنی ساده درزدار موجود؛
- اتصال روسازی بتنی ساده درزدار با دال دسترسی پل[۴۵].

۲-۱-۵-۱- ناحیه انتقال بین روسازی بتنی ساده درزدار (JPCP) و روسازی آسفالتی (AC)

برای این منظور می‌توان از شکل‌های (۲-۲۲) یا (۲-۲۳) استفاده کرد. هنگام اجرای دالِ انتقال بر اساس شکل (۲-۲۲) باید به توصیه‌های زیر توجه شود:

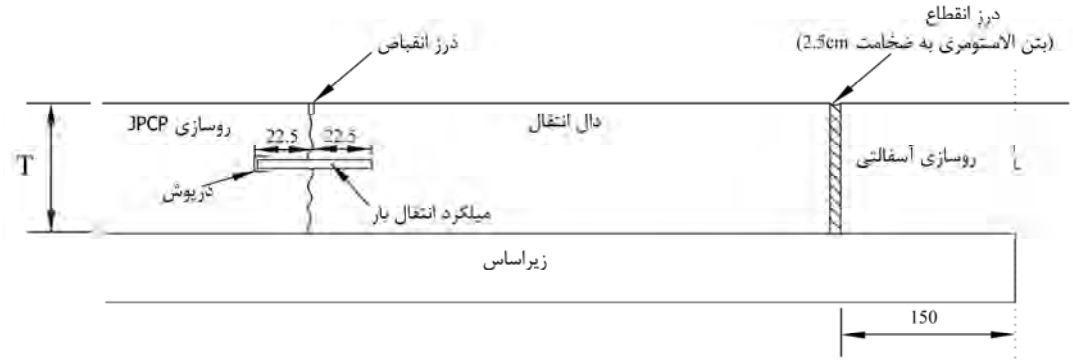
- تراکم آسفالت گرم و مصالح زیراساس به ترتیب برابر ۱۰۰ و ۹۵ درصد وزن مخصوص آزمایشگاهی باشد؛
- بستر را می‌توان با استفاده از سیمان یا آهک تثبیت کرد؛
- مقطع بتنی با ضخامت متغیر باید دارای لبه شیب‌دار باشد و به نحوی پرداخت گردد که دارای بافت زبر شود.

44- Transition zone/Transition slab
45- Approach slab



شکل ۲-۲۲- ناحیه انتقال برای اتصال روسازی بتنی ساده درزدار (JRCP) به روسازی آسفالتی (AC) با استفاده از دال با ضخامت متغیر

شکل (۲-۲۳) نوع دیگری از ناحیه انتقال بین روسازی JPCP و AC را نشان می‌دهد که در آن ناحیه انتقال از نوع روسازی بتنی ساده درزدار بوده و در محل اتصال دال بتنی درزدار (ناحیه انتقال) و روسازی آسفالتی از بتن الاستومری استفاده شده است. در این نوع ناحیه انتقال نیز زیراساس تثبیت‌شده باید تا فاصله ۱/۵ متری از مقطع روسازی آسفالتی ادامه یابد. ترتیب اجرا در این نوع ناحیه انتقال به این ترتیب است که ابتدا دال بتنی، سپس مخلوط آسفالت گرم و در پایان با برش و ایجاد شیار بتن الاستومری اجرا می‌شود. برای انتخاب بتن الاستومری مناسب می‌توان از جدول (۲-۲۵) به‌عنوان راهنمایی استفاده کرد.



شکل ۲-۲۳- ناحیه انتقال برای اتصال روسازی بتنی ساده درزدار (JPCP) به روسازی آسفالتی (AC) با استفاده از بتن الاستومری

جدول ۲-۲۵- خصوصیات بتن الاستومری

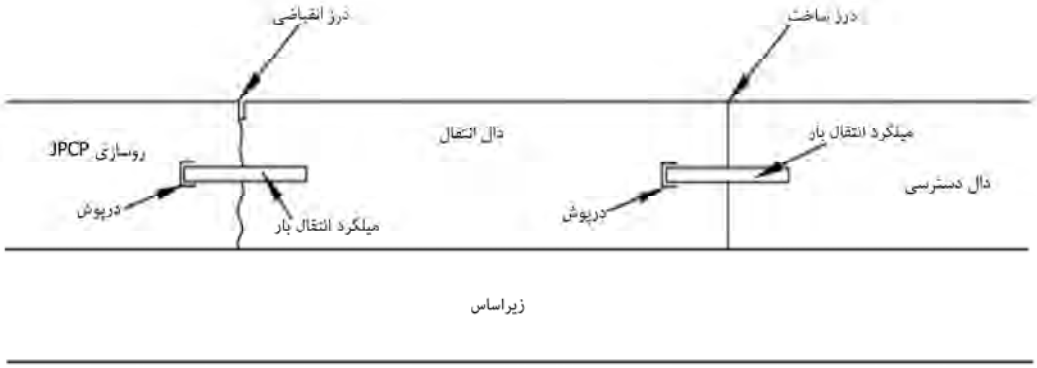
نوع	مقاومت فشاری (MPa)	مقاومت کششی (MPa)	ضریب الاستیسیته (MPa)
۱	۲۰	۶	$۲/۱۱\times۱۰^{۴}$
۲	۶	۴	$۱/۱۳\times۱۰^{۴}$
۳	۳۰	۱۶	$۲/۵۸\times۱۰^{۴}$

۲-۱-۵-۲- ناحیه انتقال بین روسازی بتنی ساده درزدار (JPCP) و روسازی مسلح پیوسته (CRCP)

برای این منظور به مطالب مندرج در بند (۲-۲-۵-۲) مراجعه شود.

۲-۱-۵-۳- ناحیه انتقال بین روسازی بتنی ساده درزدار (JPCP) و دال دسترسی پل

برای طراحی و اجرای ناحیه انتقال بین روسازی JPCP و دال دسترسی پل می‌توان از شکل (۲-۲۴) استفاده کرد.



شکل ۲-۲۴- ناحیه انتقال بین روسازی بتنی ساده درزدار (JPCP) و دال دسترسی پل

۲-۱-۶- مثال طراحی برای روسازی بتنی ساده درزدار

بر اساس اطلاعات زیر، روسازی بتنی ساده درزدار با میلگرد انتقال بار را طراحی نمایید.

رویه بتنی در هر جهت از ۲ خط عبور با عرض ۳/۶۵ متر با شانه بتنی راست و چپ به ترتیب به عرض ۳ متر و ۱/۵ متر تشکیل شده است. همچنین تعداد محور معادل ۸/۲ تنی در عمر روسازی برابر ۴۰۰۰۰۰۰۰، ضریب اطمینان طراحی ۰/۹۵، انحراف معیار کلی ۰/۳۹، نشانه خدمت‌دهی اولیه ۴/۵، نشانه خدمت‌دهی نهایی ۳، ضریب زهکشی ۱، سی‌بی‌آر بستر ۱۰، ضخامت زیراساس تثبیت شده با سیمان ۲۰ cm (۸ in)، مقاومت فشاری محدود نشده ۷ روزه مصالح زیراساس تثبیت شده با سیمان ۲/۸ MPa (۴۰۰ psi)، افت شرایط تکیه‌گاهی (LS) برابر ۰، وزن مخصوص بتن ۲۴۰۰ kg/m^3 (۱۵۰ pcf) و مقاومت فشاری مشخصه بتن ۲۵ MPa (۳۵۷۱ psi) است. همچنین بین دال بتنی ساده درزدار و لایه زیراساس تثبیت شده با سیمان از یک لایه آسفالت گرم به ضخامت ۵ cm (۲ in) استفاده شده است.

حل:

محاسبه ضخامت دال بتنی:

با استفاده از شکل (۲-۷) مقدار ضریب برجهندگی خاک بستر به ازای CBR=۱۰ برابر ۹۵۰۰ psi (۶۶/۵ MPa) به‌دست می‌آید. همچنین با استفاده از شکل (۲-۱۰) به ازای مقاومت فشاری محدود نشده ۷ روزه برابر ۴۰۰ psi (۲/۸ MPa)، مقدار ضریب الاستیسیته مصالح زیراساس تثبیت شده با سیمان برابر ۶×۱۰^۵psi (۴۲۰۰MPa) به‌دست می‌آید. در شکل (۲-۹) به ازای ضخامت زیراساس برابر ۸ in (۲۰ cm)، مقدار ضریب برجهندگی خاک بستر برابر ۹۵۰۰ psi (۶۶/۵ MPa) و ضریب الاستیسیته مصالح زیراساس تثبیت شده با سیمان برابر ۶×۱۰^۵ psi (۴۲۰۰ MPa)،

مقدار ضریب عکس‌العمل مرکب بستر تقریباً pci ۱۰۰۰ (۲۷۷ MN/m^3) به‌دست می‌آید. مقدار افت شرایط تکیه‌گاهی (LS) برابر صفر در نظر گرفته شده است.

$$E_c = 57000(f_c)^{0.5} \Rightarrow E_c = 57000(3571)^{0.5} \approx 3.4\times10^6 \text{ psi } (24000 \text{ MPa})$$

$$S_c = 8\sqrt{f_c} - 10\sqrt{f_c} = 8\sqrt{3571} - 10\sqrt{3571} = 478 - 597 \rightarrow S_c = 550\text{psi}(3.8\text{MPa})$$

$$f_{cm} = f_c + 8.3(\text{MPa}) \Rightarrow f_{cm} = 25 + 8.3 = 33.3\text{MPa} = 4757\text{psi}$$

$$S_c^{'} = 8\sqrt{f_{cm}} - 10\sqrt{f_{cm}} = 8\sqrt{4757} - 10\sqrt{4757} = 551 - 690 \rightarrow S_c^{'} = 650 \text{ psi } (4.5\text{MPa})$$

روسازی موجود دارای شانه بتنی متصل است؛ بنابراین با توجه به مفاد جدول (۲-۲۲) مقدار ضریب انتقال بار برای روسازی بتنی ساده درزدار بین ۲/۵ تا ۳/۱ است که در این مثال برابر ۲/۸ فرض می‌شود.

بر اساس داده‌های موجود و با استفاده از رابطه (۲-۱۵) یا شکل (۲-۱۴)، مقدار ضخامت دال بتنی ساده درزدار برابر ۳۰ سانتی‌متر به‌دست می‌آید. با توجه به اینکه بین دال بتنی و زیراساس سیمانی از یک میان لایه از نوع آسفالت گرم به ضخامت حدود ۵ سانتی‌متر استفاده می‌شود و از طرفی بر اساس مطالب گفته شده هر ۲ سانتی‌متر ضخامت آسفالت گرم تقریباً معادل ۱ سانتی‌متر ضخامت دال بتنی است؛ بنابراین ضخامت دال بتنی برابر ۲۸ سانتی‌متر خواهد شد.

همچنین با توجه به مطالب مندرج در بخش‌های قبل، طول دال بتنی ساده درزدار حداکثر ۵ متر است که در این مثال ۴/۵ متر در نظر گرفته می‌شود.

جزئیات مربوط به میلگرد انتقال بار:

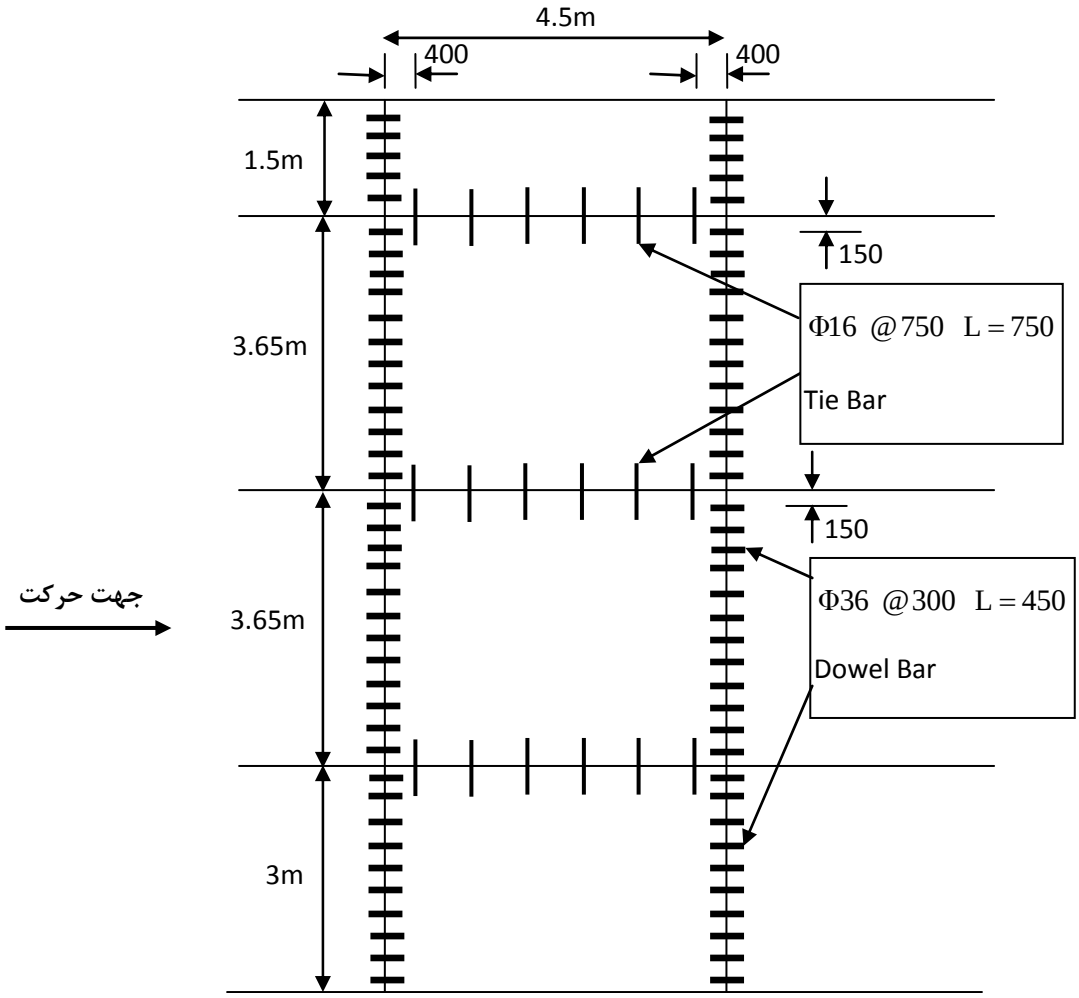
$d = \frac{1}{8} \times 28 = 3.5cm \rightarrow$ از میلگرد ساده به قطر ۳۶ میلی‌متر استفاده می‌شود

بر اساس مطالب مندرج در بخش‌های قبلی، فاصله میلگردهای انتقال بار از یکدیگر برابر ۳۰ سانتی‌متر و طول آنها برابر ۴۵ سانتی‌متر در نظر گرفته می‌شود. میلگرد انتقال بار از فولاد رده S۴۰۰ (تنش تسلیم ۴۰۰ مگاپاسکال) انتخاب می‌شود و در ارتفاعی برابر نصف ضخامت دال بتنی قرار می‌گیرد. برای جلوگیری از چسبیدن میلگرد انتقال بار به بتن، لازم است میلگرد انتقال بار از نوع ساده (بدون آج) باشد و سرتاسر آن با ماده روغنی مناسب آغشته شود.

جزئیات مربوط به میلگرد دوخت:

در محل درزهای طولی و در جهت عمود بر این درزها، از میلگردهای دوخت (آج‌دار) استفاده می‌شود. میلگردهای دوخت در ارتفاعی برابر با نصف ضخامت دال بتنی قرار می‌گیرند. جنس آنها از فولاد رده S۴۰۰ (دارای تنش تسلیم ۴۰۰ مگاپاسکال)، دارای قطر ۱۶ میلی‌متر و طول ۷۵ سانتی‌متر بوده و فاصله مرکز به مرکز آنها نیز برابر ۷۵ سانتی‌متر است. در فاصله ۴۰ سانتی‌متری از درز عرضی از میلگرد دوخت استفاده نمی‌شود.

شکل (۲-۲۵) جزئیات میلگردگذاری برای روسازی بتنی ساده درزدار مربوط به این مثال را نشان می‌دهد.



شکل ۲-۲۵- جزئیات میلگردگذاری برای روسازی بتنی ساده درزدار مربوط به این مثال

۲-۲- طراحی روسازی بتنی مسلح پیوسته (CRCP)

۲-۲-۱- مقدمه

بر اساس آنچه در فصل قبل بیان شد، مشخصه بارز روسازی‌های مسلح پیوسته، وجود مقدار قابل ملاحظه فولاد در آن و نبود درزهای عرضی انقباضی یا انبساطی (به جز درزهای موجود در دو انتهای روسازی و یا در محل تلاقی روسازی با پل‌ها یا سازه‌های دیگر) است. طراحی روسازی بتنی مسلح پیوسته، شامل تعیین ضخامت کل سازه و هر یک از لایه‌های تشکیل دهنده آن، طراحی میلگرد، طراحی درز و طراحی ناحیه انتقال است. این طراحی به گونه‌ای انجام می‌شود که روسازی بتنی در دوره طرح با قابلیت اطمینان معینی، آمد و شد راحت، مطمئن و ایمن را در یک سطح هموار تأمین نماید. شکل (۲-۲۶) انواع و ترتیب لایه‌های روسازی بتنی مسلح پیوسته را نشان می‌دهد.

دال بتنی مسلح پیوسته (CRCP)
میان‌لایه- پیوندزدا
زیراساس (سنگ‌دانه‌ای، تثبیت‌شده، نفوذپذیر، آسفالتی، بتن مگر)
بستر متراکم

شکل ۲-۲۶- ترکیب لایه‌های روسازی بتنی مسلح پیوسته

۲-۲-۲- محاسبه ضخامت روسازی بتنی مسلح پیوسته

فرآیند محاسبه ضخامت روسازی مسلح پیوسته مانند فرآیند محاسبه ضخامت روسازی بتنی ساده درزدار است؛ با این تفاوت که برای تعیین مقدار ضریب انتقال بار (J) در روسازی مسلح پیوسته، از جدول (۲-۲۶) استفاده می‌شود.

جدول ۲-۲۶- مقادیر ضریب انتقال بار (J) در حالت‌های مختلف برای روسازی بتنی مسلح پیوسته

نوع شانه	ضریب انتقال بار (J)
آسفالتی	۲/۹-۳/۲
بتنی متصل (با میلگرد دوخت)	۲/۳-۲/۹

۲-۲-۳- طراحی میلگرد برای روسازی‌های بتنی مسلح پیوسته

هدف اصلی از تعبیه میلگرد در دال بتنی ایجاد پیوستگی بین ترک‌های احتمالی و در نتیجه ایجاد یکپارچگی در سازه روسازی است. تغییرات دما (و یا رطوبت) و مقاومت اصطکاکی بین دال بتنی و لایه زیر آن دو عاملی هستند که در وقوع مکانیسم ترک در روسازی بتنی تأثیر گذارند.

هنگامی که دما و یا رطوبت کاهش می‌یابد، دال بتنی تمایل دارد منقبض شود ولی اصطکاک بین دال و لایه زیر آن در مقابل ایجاد انقباض مقاومت می‌کند. ممانعت از انقباض دال سبب بروز تنش کششی در دال می‌شود که حداکثر آن در وسط دال اتفاق می‌افتد. اگر تنش کششی ایجاد شده از مقاومت کششی بتن بیشتر شود، دال بتنی ترک می‌خورد و تمام تنش‌ها به میلگرد تعبیه شده در دال منتقل می‌گردد. در چنین وضعیتی میلگرد باید بگونه‌ای طراحی شده باشد که بتواند بدون افزایش طول (و در نتیجه افزایش عرض ترک) به خوبی این تنش را تحمل کند.

در روسازی‌های بتنی مسلح پیوسته از میلگردهای طولی به‌منظور کنترل ترک‌های ناشی از تغییر حجم بتن و از میلگردهای عرضی برای کنترل عرض ترک‌های احتمالیِ طولی استفاده می‌شود. به‌طور کلی هدف از تعبیه میلگردهای عرضی در روسازی‌های بتنی مسلح پیوسته عبارتند از:

- در درزهای طولی عملکردی مانند میلگردهای دوخت داشته باشند (چنانچه میلگرد عرضی تا طرف دیگر درز امتداد یابد)؛

- برای انسجام ترک‌های طولی غیرقابل کنترل (که می‌تواند هنگام ایجاد برش کم عمق، برش دیرهنگام، نشست غیریکنواخت، یا تورم بستر به‌وجود آید).

- ایجاد تکیه‌گاه برای میلگردهای طولی.

۲-۲-۳-۱- طراحی میلگرد عرضی روسازی‌های بتنی مسلح پیوسته

برای طراحی میلگرد عرضی در روسازی بتنی مسلح پیوسته از تنش مجاز میلگرد[۴۶] استفاده می‌شود. تنش مجاز میلگرد ۷۵ درصد تنش تسلیم آن در نظر گرفته می‌شود.

برای تعیین مقدار میلگرد عرضی لازم برای روسازی بتنی مسلح پیوسته از رابطه (۲-۱۷) استفاده می‌شود.

$$P_t = \frac{\gamma_c L f_a}{2 f_s} \times 100 \qquad (۱۷-۲)$$

که در آن، P_t درصد میلگرد عرضی، γ_c وزن مخصوص بتن، L فاصله بین لبه‌های طولی آزاد[۴۷] (چنانچه در یک درز طولی، از میلگرد دوخت استفاده شده باشد، آن درز طولی یک لبه آزاد محسوب نمی‌شود)، f_a ضریب اصطکاک دال با لایه زیر آن (جدول ۲-۲۷) و f_s تنش مجاز میلگرد[۴۸] (۷۵ درصد تنش تسلیم) است (جدول ۲-۲۸). مشخصات میلگردهای مورد استفاده در روسازی بتنی مسلح در استانداردهای AASHTO M31M/M31 (ASTM A615/A615M) و AASHTO M322M/M322 (ASTM A996/A996M) و همچنین ویژگی‌ها و روش‌های آزمون میلگردهای فولادی گرم نوردیده برای تسلیح بتن در استاندارد ملی به شماره ۳۱۳۲ ارائه شده است.

برای میلگردهای عرضی از فولاد رده S۴۰۰ (دارای تنش تسلیم ۴۰۰ مگاپاسکال) و از میلگردهای به قطر ۱۴، ۱۶، ۱۸ و یا ۲۰ میلی‌متر استفاده می‌شود.

فاصله بین میلگردهای عرضی را می‌توان از رابطه (۲-۱۸) بدست آورد.

$$Y = \frac{A_s}{P_t D} \times 100 \qquad (۱۸-۲)$$

که در آن، Y فاصله میلگردهای عرضی، A_s مساحت سطح مقطع هر میلگرد عرضی، P_t درصد میلگرد عرضی (رابطه ۲-۱۷) و D ضخامت دال بتنی است. فاصله مرکز به مرکز میلگردهای عرضی حداقل ۶۰ و حداکثر ۱۲۰ سانتی‌متر در نظر گرفته می‌شود.

با توجه به اینکه معمولاً میلگردهای عرضی تکیه‌گاه میلگردهای طولی هستند؛ بنابراین میلگردهای عرضی در زیر میلگردهای طولی قرار می‌گیرند. میگردهای عرضی نباید به میلگردهای طولی جوش داده شوند.

46- Steel working stress
47 - Free longitudinal edges
48- Steel working stress

جدول ۲-۲۷- ضریب اصطکاک بین دال بتنی و لایه زیر آن (f_a)

نوع مصالح زیر دال	ضریب اصطکاک
آسفالت سطحی	۲/۲
تثبیت شده با آهک	۱/۸
تثبیت شده با قیر	۱/۸
تثبیت شده با سیمان	۱/۸
مصالح رودخانه‌ای	۱/۵
مصالح سنگی شکسته‌شده	۱/۵
ماسه سنگ	۱/۲
بستر طبیعی	۰/۹

جدول ۲-۲۸- تنش تسلیم و مقاومت کششی میلگردهای مختلف

رده	مقاومت کششی نهایی (MPa)	تنش تسلیم (MPa)	رده از نظر سختی
S۳۴۰	۵۰۰	۳۴۰	نیمه سخت
S۴۰۰	۶۰۰	۴۰۰	نیمه سخت
S۵۰۰	۶۵۰	۵۰۰	سخت

۲-۲-۳-۲- طراحی میلگرد طولی روسازی‌های بتنی مسلح پیوسته

برای طراحی میلگرد طولی در روسازی‌های بتنی مسلح پیوسته به داده‌های زیر نیاز است:

۲-۲-۳-۲-۱- مقاومت کششی بتن

برای طراحی میلگرد لازم است مقاومت کششی ۲۸ روزه بتن با استفاده از آزمایش کشش غیرمستقیم (AASHTO T198، ASTM C496 یا استاندارد ملی ایران شماره ۶۰۴۷) اندازه‌گیری شود. در مرحله طراحی می‌توان مقاومت کششی غیرمستقیم بتن را ۸۶ درصد ضریب گسیختگی بتن در نظر گرفت.

۲-۲-۳-۲-۲- انقباض بتن[۴۹]

انقباض ناشی از خشک‌شدگی (افت رطوبت) بتن، یکی از پارمترهای مهم در طراحی بتن مسلح است. علاوه بر افت رطوبت، پارامترهای دیگری نیز مانند درصد سیمان، افزودنی‌های شیمیایی، روش و شرایط عمل‌آوری و سنگ‌دانه‌ها در انقباض بتن تأثیرگذارند. برای طراحی بتن مسلح از میزان انقباض ۲۸ روزه بتن استفاده می‌شود.

انقباض بتن و مقاومت کششی آن به نحو قابل ملاحظه‌ای وابسته به درصد آب به سیمان است. هرچه درصد آب به سیمان در یک مخلوط بتن بیشتر باشد، پتانسیل انقباض بتن بیشتر و مقاومت کششی آن کمتر می‌شود. برای تعیین تقریبی انقباض بتن می‌توان از جدول (۲-۲۴) به‌عنوان راهنما استفاده کرد.

49- Concrete shrinkage

۲-۲-۳-۲-۳- ضریب انبساط حرارتی بتن

ضریب انبساط حرارتی بتن به عواملی مانند نسبت آب به سیمان، سن بتن، رطوبت نسبی و نوع سنگ‌دانه‌های بتن بستگی دارد. در بین عوامل مؤثر بر مقدار ضریب انبساط حرارتی، نوع مصالح سنگی درشت‌دانه بیشترین نقش را ایفا می‌کند. مقدار ضریب انبساط حرارتی بتن به‌عنوان تابعی از نوع سنگ‌دانه در جدول (۲-۲۳) نشان داده شده است.

۲-۲-۳-۲-۴- میلگرد

معمولاً برای میلگردهای طولی روسازی‌های بتنی مسلح پیوسته از فولاد رده S۴۰۰ (دارای تنش تسلیم ۴۰۰ مگاپاسکال) و از میلگردهای به قطر ۱۶، ۱۸ و ۲۰ میلی‌متر استفاده می‌شود. میلگرد به قطر ۲۰ میلی‌متر بزرگترین میلگردی است که برای ایجاد چسبندگی و کنترل عرض ترک‌ها در روسازی‌های مسلح پیوسته استفاده می‌شود. از طرفی قطر میلگرد باید به اندازه کافی بزرگ باشد تا فرسایش احتمالی سبب کاهش قابل ملاحظه قطر میلگرد نشود. درخصوص میلگردهای طولی نکات زیر باید مورد توجه قرار گیرد:

- فاصله میلگردهای طولی نباید از ۱۰ سانتی‌متر یا ۲/۵ برابر بزرگترین اندازه سنگ‌دانه کمتر باشد؛ در عین حال این فاصله نباید از ۲۳ سانتی‌متر بیشتر باشد؛

- موقعیت مناسب برای میلگردهای طولی در ارتفاع $\frac{۱}{۳}$ تا $\frac{۱}{۲}$ ضخامت روسازی از سطح روسازی است؛

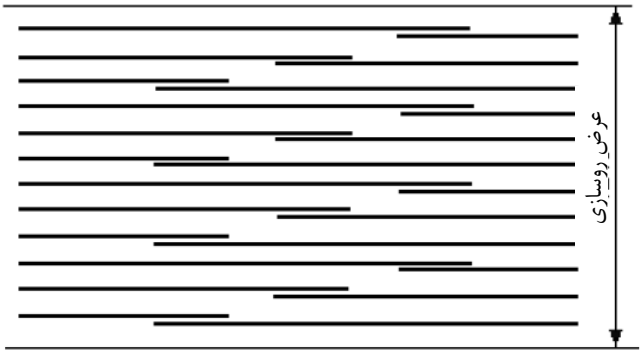
- حداقل پوشش بتن روی میلگردهای طولی ۷/۵ سانتی‌متر است. این مقدار در شرایط محیطی فوق‌العاده شدید (بند ۳-۳-۵-۱-۱)، نباید از ۹ سانتی‌متر کمتر باشد؛

- در زیر محل برش برای ایجاد درز انقباض طولی نباید میلگرد طولی قرار بگیرد؛

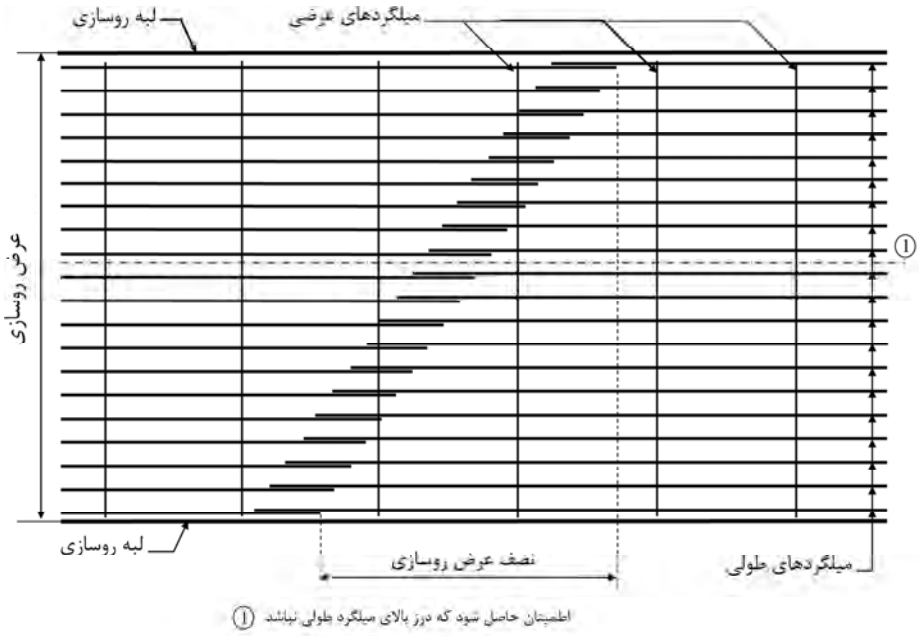
- مقدار همپوشانی میلگردها در محل قطع آنها باید حداقل ۳۳ برابر قطر میلگرد باشد. میلگردها در محل همپوشانی باید حداقل در دو نقطه به طور محکم به هم بسته شوند. در مواقعی که از میلگردهای دارای پوشش اپوکسی استفاده می‌شود، مقدار همپوشانی به میزان ۱۵ درصد افزایش می‌یابد. البته استفاده از میلگردهای دارای پوشش اپوکسی در روسازی‌های بتنی مسلح پیوسته ضرورت ندارد مگر در مناطقی که به دلایلی میلگردها در معرض خوردگی ناشی از نمک‌ها قرار می‌گیرند (مانند نواحی سردسیر که از مقادیر زیاد ضد یخ‌های نمکی استفاده می‌شود)؛

- محل قطع میلگردهای طولی باید دارای الگوی متناوب[۵۰] یا الگوی مورب[۵۱] باشد (شکل‌های ۲-۲۷ و ۲-۲۸). در صورت استفاده از الگوی متناوب، در هر مقطع عرضی از روسازی نباید بیش از $\frac{۱}{۳}$ میلگردها قطع شده باشند. در این حالت فاصله بین این الگوهای متناوب باید حداقل ۱/۲ متر باشد. همچنین در صورت استفاده از الگوی مورب در محل قطع میلگردها، زاویه بین خط مورب حاصل از محل قطع میلگردها با خط عمود بر محور طولی روسازی باید حداقل ۳۰ درجه باشد، در این حالت برای ایجاد وضعیت مناسب در قطع میلگردها می‌توان مطابق شکل (۲-۲۸) عمل کرد.

50- Staggered
51- Skewed



شکل ۲-۲۷- الگوی پله‌ای متناوب در همپوشانی میلگردهای طولی روسازی بتنی مسلح پیوسته



شکل ۲-۲۸- الگوی مورب در همپوشانی میلگردهای طولی روسازی بتنی مسلح پیوسته

۲-۲-۳-۲-۵- ضریب انبساط حرارتی فولاد

برای مقاصد طراحی می‌توان از مقدار 5×10^{-6} 1/°F (9×10^{-6} 1/°C) به‌عنوان ضریب انبساط حرارتی فولاد استفاده کرد.

۲-۲-۳-۲-۶- افت دمای طراحی

منظور از افت دمای طراحی بتن مسلح، اختلاف بین دمای متوسط عمل‌آوری بتن و حداقل دمای طراحی است. دمای متوسط عمل‌آوری بتن را می‌توان متوسط بیشترین دمای روزانه[52] در طی ماهی که روسازی ساخته می‌شود، در نظر

52- Average daily high temperature

گرفت. حداقل دمای طراحی نیز به‌صورت متوسط کمترین دمای روزانه[۵۳] در سردترین ماه سال در عمر روسازی در نظر گرفته می‌شود. افت دمای طراحی به‌صورت رابطه (۲-۱۹) تعریف می‌شود.

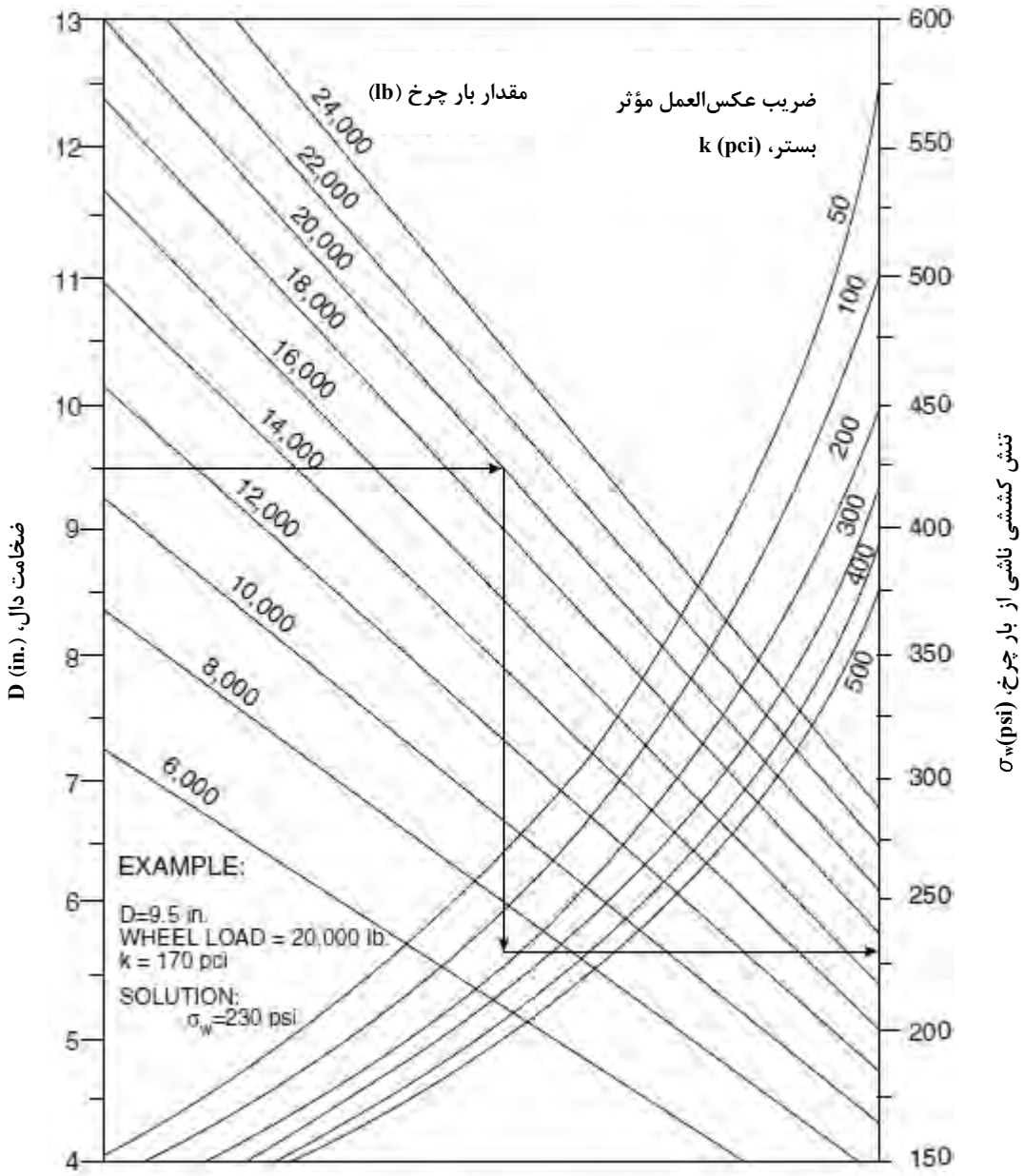
$$DT_D = T_H - T_L \qquad (۱۹-۲)$$

که در آن، DT_D افت دمای طراحی، T_H متوسط بیشترین دمای روزانه در طی ماهی که روسازی ساخته می‌شود و T_L متوسط کمترین دمای روزانه در سردترین ماه سال در عمر روسازی است.

۲-۲-۳-۲-۷- تنش کششی ناشی از بار چرخ[۵۴]

تنش کششی ناشی از ترافیک ماشین‌آلات یا کامیون‌ها در طی اولین بارگذاری بر روی روسازی ساخته شده نیز از جمله پارامترهای ورودی برای طراحی روسازی‌های بتنی مسلح پیوسته است. برای تخمین مقدار تنش کششی ناشی از بار چرخ می‌توان از شکل (۲-۲۹) استفاده نمود.

53- Average daily low temperature
54- Wheel load tensile stress



شکل ۲-۲۹- نمودار تعیین تنش کششی ناشی از بار چرخ

(۱in=۲۵/۴ mm ،۱lb=۴/۴۵N=۰/۴۵۴ Kg ،۱psi=۶/۸۹ kPa ،۱pci=۱lb/in^3=۰/۲۷۱MN/m^3)

۲-۲-۳-۲-۸- معیارهای حدی[55]

برای طراحی میلگردهای طولی سه معیار حدی در نظرگرفته می‌شود. این سه معیار عبارتند از: فاصله ترک[56]، عـرض ترک[57] و تنش فولاد[58]. با اعمال سه معیار مذکور، از عملکرد رضایت‌بخش روسازی در برابر شرایط آب و هوایی و ترافیکی مورد نظر اطمینان حاصل می‌شود.

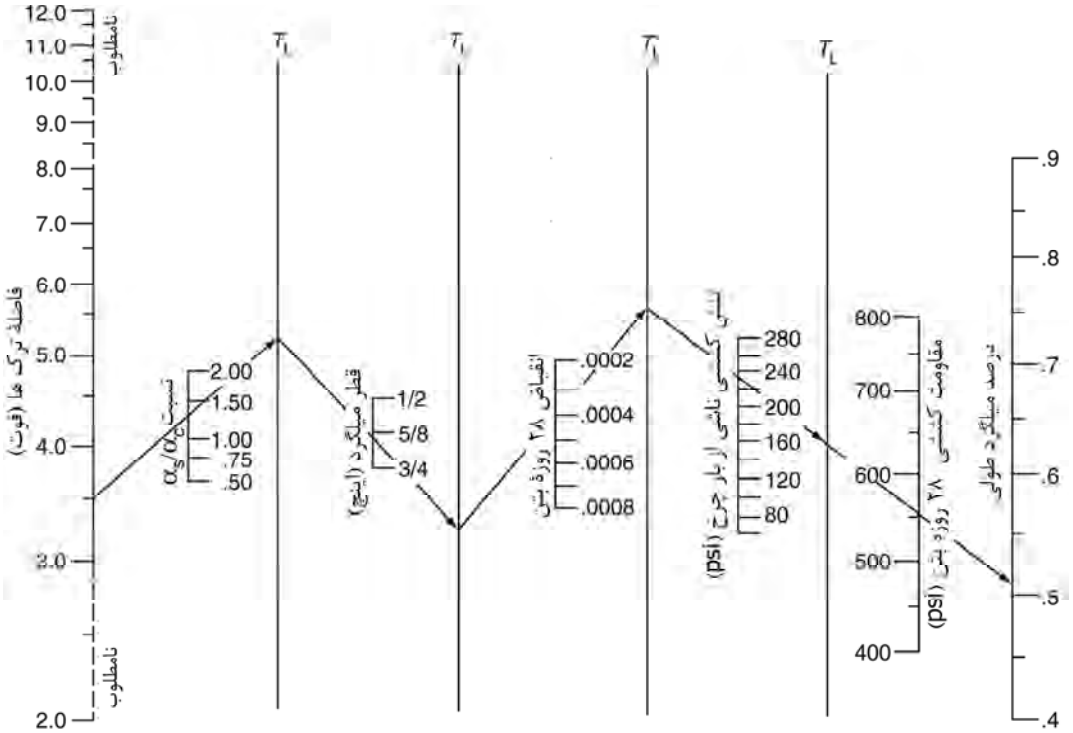
55- Limitting criteria
56- Crack spacing
57- Crack width
58- Steel stress

۲-۲-۳-۲-۸-۱- معیار فاصله ترک

معیار فاصله ترک‌ها بر اساس امکان بروز خرابی‌های خردشدگی[۵۹] و سوراخ‌شدگی[۶۰] در روسازی بتنی مسلح است. برای به حداقل رساندن وقوع خردشدگی ترک، حداکثر فاصله بین ترک‌های متوالی نباید از ۲/۴۳ متر (۸ فوت) بیشتر باشد و برای به حداقل رساندن پتانسیل بروز سوراخ‌شدگی نیز حداقل مطلوب فاصله ترک‌ها باید ۱/۰۷ متر (۳/۵ فوت) در نظر گرفته شود. برای تعیین درصد فولاد طولی با اعمال محدودیت فاصله ترک، از رابطه (۲-۲۰) یا شکل (۲-۳۰) استفاده می‌شود.

$$P = \frac{1.062(1+\frac{f_t}{1000})^{1.457}(1+\frac{\alpha_s}{2\alpha_c})^{0.25}(1+\varphi)^{0.476}}{(\bar{X})^{0.217}(1+\frac{\sigma_w}{1000})^{1.13}(1+1000Z)^{0.389}} - 1 \qquad (۲-۲۰)$$

که در آن، P درصد میلگرد طولی، f_t مقاومت کششی غیر مستقیم ۲۸ روزه بتن (psi)، α_S ضریب انبساط حرارتی فولاد، α_C ضریب انبساط حرارتی بتن، φ قطر میلگرد (اینچ)، $\bar{X}$ فاصلهٔ ترک‌ها (فوت)، σ_w تنش کششی ناشی از بار چرخ (psi) و Z انقباض ۲۸ روزهٔ بتن (اینچ/ اینچ) است.



شکل ۲-۳۰- درصد فولاد طولی بر اساس محدودیت فاصله ترک

(۱ft=۰/۳۰۵ m ،۱in=۲۵/۴mm ،۱psi=۶/۸۹ kPa)

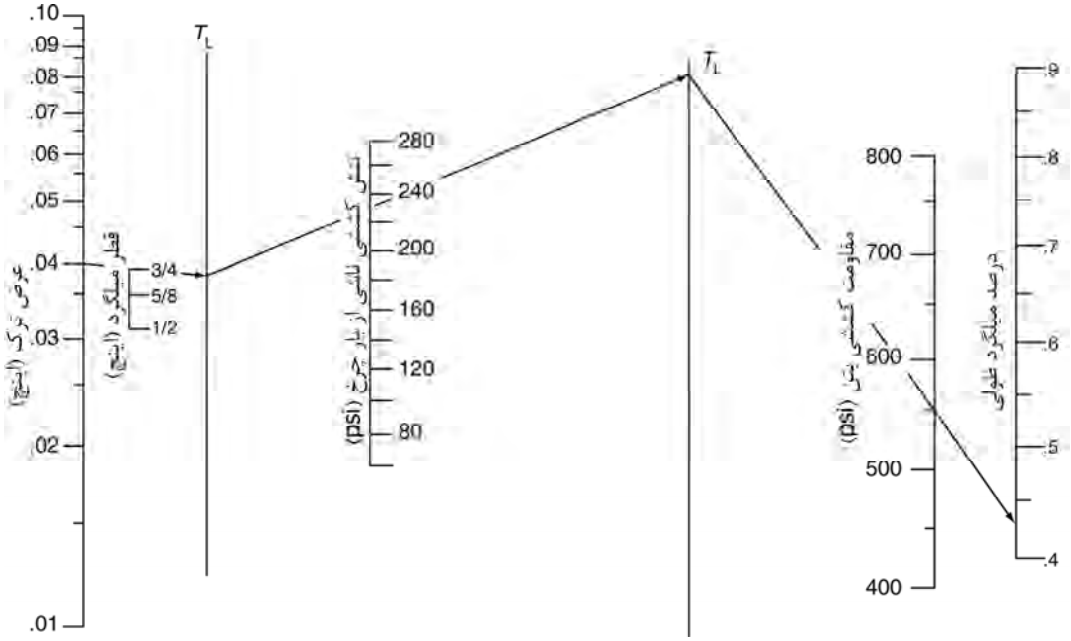
59- Spalling
60- Pounchouts

۲-۲-۳-۲-۸-۲- معیار عرض ترک

معیار عرض ترک بر اساس ملاحظات مربوط به خردشدگی و نفوذ آب در نظر گرفته می‌شود. برای این منظـور عـرض ترک نباید از ۱ میلی‌متر (۰/۰۴ اینچ) بیشتر باشد. در مرحله نهایی تعیین درصد میلگرد طولی، تـا آنجـا کـه امکـان دارد باید با انتخاب درصد بالاتر میلگرد یا استفاده از میلگردهایی با قطر کمتر، عرض ترک را کاهش داد. بـرای تعیـین درصـد فولاد طولی بر اساس معیار عرض ترک از رابطه (۲-۲۱) یا شکل (۲-۳۱) استفاده می‌شود.

$$P = \frac{0.358(1+\frac{f_t}{1000})^{1.435}(1+\varphi)^{0.484}}{(CW)^{0.220}(1+\frac{\sigma_w}{1000})^{1.079}} - 1 \qquad (۲-۲۱)$$

که در آن، CW عرض ترک (اینچ) است. سایر پارامترها مانند پارامترهای متناظر در رابطه (۲-۲۰) می‌باشند.



شکل ۲-۳۱- درصد فولاد طولی بر اساس معیار عرض ترک

(۱in=۲۵/۴mm ،۱psi=۶/۸۹ kPa)

۲-۲-۳-۲-۸-۳- معیار تنش فولاد

برای اطمینان از عدم شکست[۶۱] و تغییرشکل دائمی زیاد فولاد، از این معیار استفاده مـی‌شـود. بـرای ایـن منظـور در فرآیند طراحی از ۷۵ درصد مقاومت کششی نهایی فولاد استفاده می‌شود.

جدول (۲-۲۹) مقادیر متوسط تنش مجاز فولاد[۶۲] را برحسب اندازه میلگـرد و مقاومـت بـتن بـرای فـولاد رده S۴۰۰ نشان می‌دهد. مقاومت کششی غیر مستقیم بتن بر اساس اسـتانداردهای AASHTO T198، ASTM C496 یـا اسـتاندارد ملی ایران شماره ۶۰۴۷ تعیین می‌شود.

61- Fracture
62- Allowable mean steel working stress

جدول ۲-۲۹- تنش مجاز فولاد*

مقاومت کششی غیرمستقیم ۲۸ روزه بتن		قطر میلگرد (mm)		
		۱۴	۱۶	۲۰
(MPa)	(psi)	تنش مجاز MPa (ksi)		
۲/۱ یا کمتر	۳۰۰ یا کمتر	۴۵۵ (۶۵)	۳۹۹ (۵۷)	۳۷۸ (۵۴)
۲/۸	۴۰۰	۴۶۹ (۶۷)	۴۲۰ (۶۰)	۳۸۵ (۵۵)
۳/۵	۵۰۰	۴۶۹ (۶۷)	۴۲۷ (۶۱)	۳۹۲ (۵۶)
۴/۲	۶۰۰	۴۶۹ (۶۷)	۴۴۱ (۶۳)	۴۰۶ (۵۸)
۴/۹	۷۰۰	۴۶۹ (۶۷)	۴۵۵ (۶۵)	۴۱۳ (۵۹)
۵/۶ یا بیشتر	۸۰۰ یا بیشتر	۴۶۹ (۶۷)	۴۶۹ (۶۷)	۴۲۰ (۶۰)

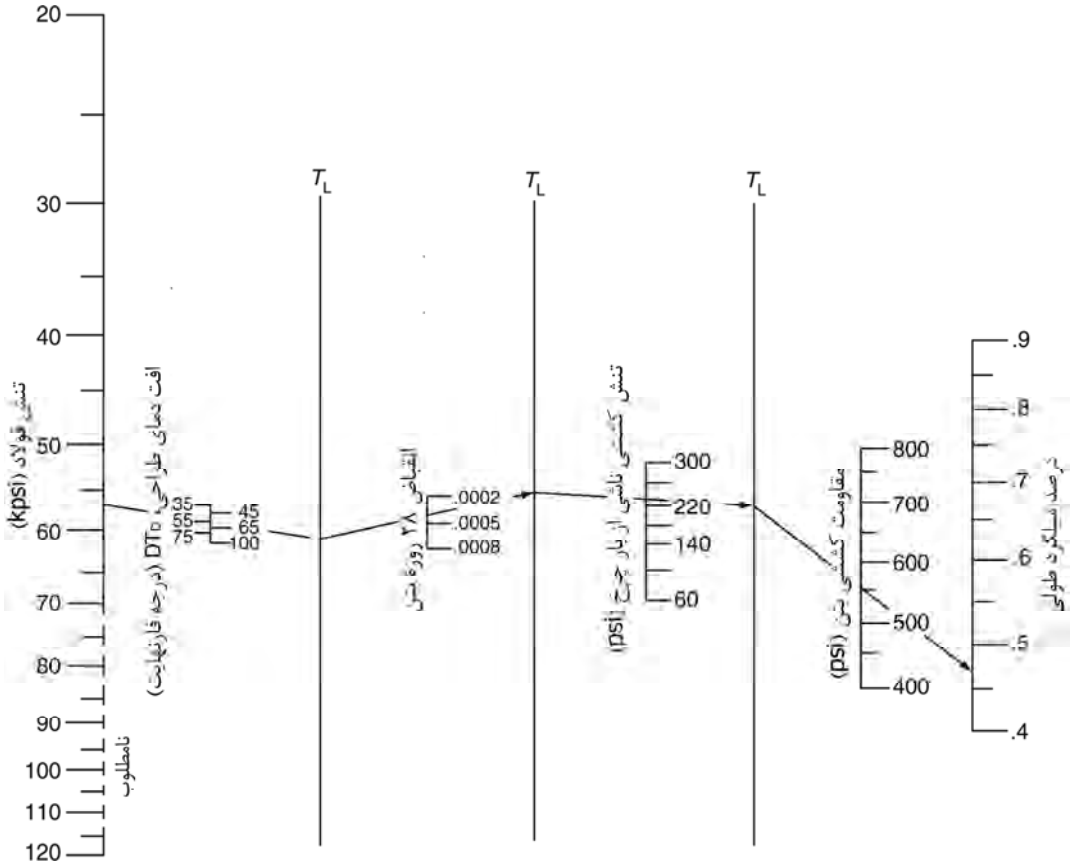
* این جدول برای فولاد رده S۴۰۰ (تنش تسلیم MPa ۴۰۰) است.

برای تعیین درصد فولاد طولی بر اساس معیار تنش فولاد از رابطه (۲-۲۲) یا شکل (۲-۳۲) استفاده می‌شود.

$$P = \frac{50.834(1+\frac{1.8DT_D}{100})^{0.155}(1+\frac{f_t}{1000})^{1.493}}{(\sigma_s)^{0.365}(1+\frac{\sigma_w}{1000})^{1.146}(1+1000Z)^{0.180}} - 1 \qquad (۲-۲۲)$$

که در آن، DT_D افت دمای طراحی (درجه فارنهایت[۶۳]) و σ_s تنش مجاز فولاد (psi) است. سایر پارامترها مانند پارامترهای متناظر در دو رابطه قبل می‌باشند.

63- DT(°F)=1.8DT(°C)



شکل ۲-۳۲- درصد فولاد طولی بر اساس معیار تنش فولاد

(۱in=۲۵/۴mm ،۱ksi=۱۰۰۰ psi ، ۱psi=۶/۸۹ kPa ،DT(ºF)=۱/۸DT(ºC))

۲-۲-۳-۲-۸-۴- روند طراحی میلگرد طولی روسازی‌های بتنی مسلح پیوسته

برای تعیین مقدار میلگرد طولی مورد نیاز برای روسازی بتنی مسلح پیوسته مراحل زیر طی می‌شود:

۱- با استفاده از روابط (۲-۲۰)، (۲-۲۱) و (۲-۲۲) یا شکل‌های (۲-۳۰)، (۲-۳۱) و (۲-۳۲) درصد فولاد مورد نیاز بر اساس هر یک از سه معیار گفته شده، مشخص می‌شود. بزرگترین مقدار درصد فولاد حاصل از سه معیار فاصله ترک‌ها برابر ۲/۴۳ متر (۸ فوت)، عرض ترک برابر ۱ میلیمتر (۰/۰۴ اینچ) و تنش فولاد، P_{min} و درصد فولاد متناظر با فاصله ترک‌ها برابر ۱/۰۷ متر (۳/۵ فوت)، P_{max} در نظر گرفته می‌شود. باید دقت شود که حداقل مقدار فولادهای طولی در شکل‌های (۲-۳۰)، (۲-۳۱) و (۲-۳۲) برابر ۰/۴ درصد است. اگر P_{max} کوچکتر از P_{min} باشد، طراحی رضایت‌بخش نبوده و لازم است با تغییر مقادیر تعدادی از پارامترهای ورودی، مجدداً مقادیر P_{max} و P_{min} مشخص شود. این مرحله آن‌قدر تکرار می‌گردد تا مقدار P_{max} مساوی یا بزرگتر از P_{min} شود. جدول (۲-۳۰) به‌طور خلاصه فرآیند این مرحله را نشان می‌دهد.

جدول ۲-۳۰- تعیین حداقل و حداکثر فولاد طولی در روسازی مسلح پیوسته

معیار		درصد فولاد متناظر	نتیجه
فاصله ترک	حداکثر ۲/۴۳ متر (۸ فوت)	$P_{min1}=$	$P_{min}=\min(P_{min1}, P_{min2}, P_{min3})\geq 0.4\%$
	حداقل ۱/۰۷ متر (۳/۵ فوت)	$P_{max}=$	اگر P_{max} کوچکتر از P_{min} باشد، لازم است با تغییر مقادیر تعدادی از پارامترهای ورودی، مجدداً مقادیر p_{max} و p_{min} تعیین شود.
عرض ترک (حداکثر ۱ میلیمتر (۰/۰۴ اینچ))		$P_{min2}=$	
تنش فولاد		$P_{min3}=$	

۲- با استفاده از روابط (۲-۲۳) و (۲-۲۴)، دامنه تعداد میلگرد مورد نیاز محاسبه می‌شود.

$$N_{min} = 0.01273 P_{min} W_S \frac{D}{\varphi^2} \qquad (۲۳-۲)$$

$$N_{max} = 0.01273 P_{max} W_S \frac{D}{\varphi^2} \qquad (۲۴-۲)$$

در این روابط، N_{min} کمترین تعداد میلگرد مورد نیاز، N_{max} بیشترین تعداد میلگرد مورد نیاز، P_{min} کمترین درصد فولاد مورد نیاز، P_{max} بیشترین درصد فولاد مورد نیاز، W_S عرض کل روسازی، D ضخامت دال بتنی، φ قطر میلگرد است که ممکن است در صورت پیش‌بینی کاهش سطح مقطع فولاد به علت خوردگی[۶۴]، افزایش داده شود.

۳- مقدار فولاد طراحی با انتخاب تعداد میلگرد به‌صورت عدد صحیحی بین N_{min} و N_{max} مشخص می‌شود. در ادامه با انجام محاسبات معکوس و استفاده از نمودارها یا روابط گفته شده، می‌توان معیارهای حدی (فاصله ترک‌ها، عرض ترک و تنش فولاد) را برای طرح نهایی کنترل کرد.

مثال:

با استفاده از اطلاعات زیر، مقدار فولاد طولی روسازی بتنی مسلح پیوسته را تعیین نمایید.

عرض هر خط ۳/۶۵ m (۱۲ ft)، ضخامت دال بتنی ۲۴۱ mm (۹/۵ in)، مقدار بار چرخ ناشی از ترافیک حین ساخت ۸۹ kN (۲۰۰۰۰ lb)، ضریب عکس‌العمل مؤثر بستر ۴۶/۱ MN/m^3 (۱۷۰ pci)، مقاومت کششی غیر مستقیم بتن MPa ۳/۸ (۵۵۰ psi)، انقباض بتن ۰/۰۰۰۴ in/in، ضریب انبساط حرارتی فولاد 9×10^{-6} mm/mm/°C (5×10^{-6} in/in/°F)، ضریب انبساط حرارتی بتن با سنگ‌دانه‌های آهکی 6.8×10^{-6} mm/mm/°C (3.8×10^{-6} in/in/°F) و افت دمای طراحی ۳۰/۵°C (۵۵ °F).

حل: در این مثال فرض می‌شود از میلگرد به قطر ۱۶ میلی‌متر ($\frac{۵}{۸}$ اینچ) به‌عنوان میلگرد طولی استفاده گردد. با استفاده از شکل (۲-۲۹) و به ازای ضخامت دال بتنی برابر ۲۴۱ mm (۹/۵ in)، مقدار بار چرخ ناشی از ترافیک حین ساخت برابر ۸۹ kN (۲۰۰۰۰ lb) و ضریب عکس‌العمل مؤثر بستر ۴۶/۱ MN/m^3 (۱۷۰ pci)، مقدار تنش کششی ناشی از بار چرخ (σ_w) برابر ۲۳۰psi بدست می‌آید.

64- Corrosion

- تعیین درصد فولاد مورد نیاز بر اساس معیار فاصله ترک‌ها (استفاده از رابطه (۲-۲۰) یا شکل (۲-۳۰)):

به ازای فاصله ترک برابر ۸ فوت:

$$P=\frac{1.062(1+\frac{f_t}{1000})^{1.457}(1+\frac{\alpha_s}{2\alpha_c})^{0.25}(1+\phi)^{0.476}}{(\overline{X})^{0.217}(1+\frac{\sigma_w}{1000})^{1.13}(1+1000Z)^{0.389}}-1\Rightarrow$$

$$P_{8\,ft}=\frac{1.062(1+\frac{550}{1000})^{1.457}(1+\frac{5\times10^{-6}}{2\times3.8\times10^{-6}})^{0.25}(1+\frac{5}{8})^{0.476}}{(8)^{0.217}(1+\frac{230}{1000})^{1.13}(1+1000\times0.0004)^{0.389}}-1=0.27$$

در صورت استفاده از شکل (۲-۳۰) نیز مقدار فولاد کمتر از ۰/۴ درصد خواهد شد. با توجه به اینکه حداقل درصد فولاد طولی در روسازی‌های بتنی مسلح پیوسته، ۰/۴ درصد است؛ بنابراین درصد فولاد متناظر با فاصله ترک برابر ۸ فوت، برابر ۰/۴ درصد در نظر گرفته می‌شود.

به ازای فاصله ترک برابر ۳/۵ فوت:

$$P_{3.5\,ft}=\frac{1.062(1+\frac{550}{1000})^{1.457}(1+\frac{5\times10^{\ 6}}{2\times3.8\times10^{\ 6}})^{0.25}(1+\frac{5}{8})^{0.476}}{(3.5)^{0.217}(1+\frac{230}{1000})^{1.13}(1+1000\times0.0004)^{0.389}}-1=0.51$$

- تعیین درصد فولاد مورد نیاز بر اساس معیار عرض ترک (استفاده از رابطه (۲-۲۱) یا شکل (۲-۳۱)):

$$P=\frac{0.358(1+\frac{f_t}{1000})^{1.435}(1+\phi)^{0.484}}{(CW)^{0.220}(1+\frac{\sigma_w}{1000})^{1.079}}-1=\frac{0.358(1+\frac{550}{1000})^{1.435}(1+\frac{5}{8})^{0.484}}{(0.04)^{0.220}(1+\frac{230}{1000})^{1.079}}-1=0.38$$

در صورت استفاده از شکل (۲-۳۱) نیز مقدار فولاد کمتر از ۰/۴ درصد خواهد شد. با توجه به اینکه حداقل درصد فولاد طولی در روسازی‌های بتنی مسلح پیوسته ۰/۴ درصد است؛ بنابراین درصد فولاد متناظر با معیار عرض ترک، برابر ۰/۴ درصد در نظر گرفته می‌شود.

- تعیین درصد فولاد مورد نیاز بر اساس معیار تنش فولاد (استفاده از رابطه (۲-۲۲) یا شکل (۲-۳۲)):

با استفاده از جدول (۲-۲۹)، به ازای مقاومت کششی غیر مستقیم بتن برابر ۳/۸ MPa (۵۵۰ psi) و برای میلگرد به قطر ۱۶ میلی‌متر، مقدار تنش مجاز برابر ۴۳۲ MPa (۶۲۰۰۰psi) بدست می‌آید.

$$P=\frac{50.834(1+\frac{DT_D}{100})^{0.155}(1+\frac{f_t}{1000})^{1.493}}{(\sigma_s)^{0.365}(1+\frac{\sigma_w}{1000})^{1.146}(1+1000Z)^{0.180}}-1\Rightarrow$$

$$P=\frac{50.834(1+\frac{55}{100})^{0.155}(1+\frac{550}{1000})^{1.493}}{(62000)^{0.365}(1+\frac{230}{1000})^{1.146}(1+1000\times0.0004)^{0.180}}-1=0.39$$

در صورت استفاده از شکل (۲-۳۲) نیز مقدار فولاد کمتر از ۰/۴ درصد خواهد شد. با توجه به اینکه حداقل درصد فولاد طولی در روسازی‌های بتنی مسلح پیوسته ۰/۴ درصد است؛ بنابراین درصد فولاد متناظر با معیار تنش فولاد، برابر ۰/۴ درصد در نظر گرفته می‌شود.

جدول (۲-۳۱) خلاصه محاسبات و نتیجه این مرحله را نشان می‌دهد.

جدول ۲-۳۱- خلاصه محاسبات مثال

معیار		درصد فولاد متناظر	نتیجه
فاصله ترک	حداکثر ۸ فوت (۲/۴۳ متر)	$P_{min1}<0.4\%$	$P_{min}=\min(P_{min1}, P_{min2}, P_{min3})=0.4\%$
	حداقل ۳/۵ فوت (۱/۰۷ متر)	$P_{max}=0.51\%$	$P_{max}=0.51\%$
عرض ترک (حداکثر ۰/۰۴ اینچ (۱ میلیمتر))		$P_{min2}<0.4\%$	
تنش فولاد		$P_{min3}<0.4\%$	

$$N_{min} = 0.01273P_{min}W_S\frac{D}{\varphi^2} = 0.01273\times 0.4\times(12\times 12)\times\frac{9.5}{(\frac{5}{8})^2} = 17.8$$

$$N_{max} = 0.01273P_{max}W_S\frac{D}{\varphi^2} = 0.01273\times 0.51\times(12\times 12)\times\frac{9.5}{(\frac{5}{8})^2} = 22.7$$

بنابراین، می‌توان تعداد میلگردهای طولی را ۱۸ عدد در نظر گرفت.

باتوجه به اینکه عرض مقطع روسازی (در این مثال برای یک خط عبور) برابر ۳/۶۵ متر است؛ بنابراین فاصله میلگردهای طولی برابر ۲۰ سانتی‌متر خواهد شد.

۲-۲-۴- طراحی درز در روسازی‌های بتنی مسلح پیوسته

در روسازی‌های بتنی مسلح پیوسته از سه نوع درز استفاده می‌شود که عبارتند از:

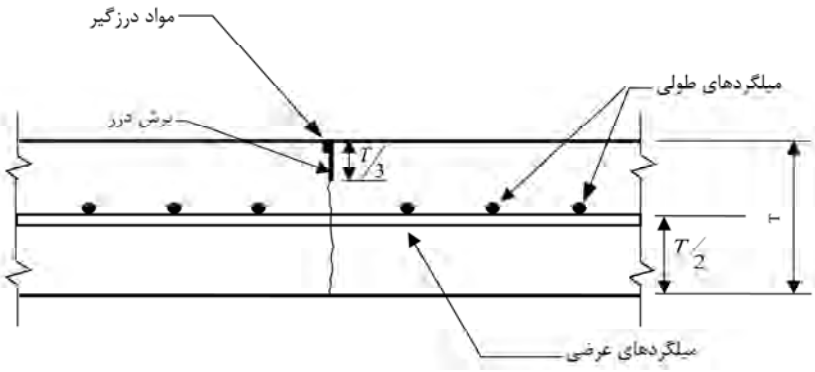
- درز انقباض طولی؛
- درز اجرایی طولی؛
- درز اجرایی عرضی.

۲-۲-۴-۱- درز انقباض طولی در روسازی‌های بتنی مسلح پیوسته

به‌منظور استهلاک تنش‌های کششی ناشی از انقباض بتن و تغییرات دما، از درزهای انقباض طولی استفاده می‌شود. چنانچه عرض دال بتنی بیشتر از ۴/۵ متر باشد، درز انقباض طولی تعبیه می‌شود. برای ایجاد درز انقباض طولی در روسازی‌های بتنی مسلح پیوسته مانند روسازی‌های ساده درز دار عمل می‌شود. در زیر محل برش برای ایجاد درز انقباض طولی نباید میلگرد طولی قرار بگیرد.

در محل درزهای انقباض طولی از میلگرد عرضی و یا میلگردهای دوخت استفاده می‌شود. چنانچه میلگردهای عرضی در محل درز طولی انقباضی به‌صورت ممتد باشند و شرایط میلگردهای دوخت (قطر، جنس و فاصله) را برآورده نمایند، می‌توان از تعبیه میلگرد دوخت در محل میلگرد عرضی صرف‌نظر کرد (شکل ۲-۳۳).

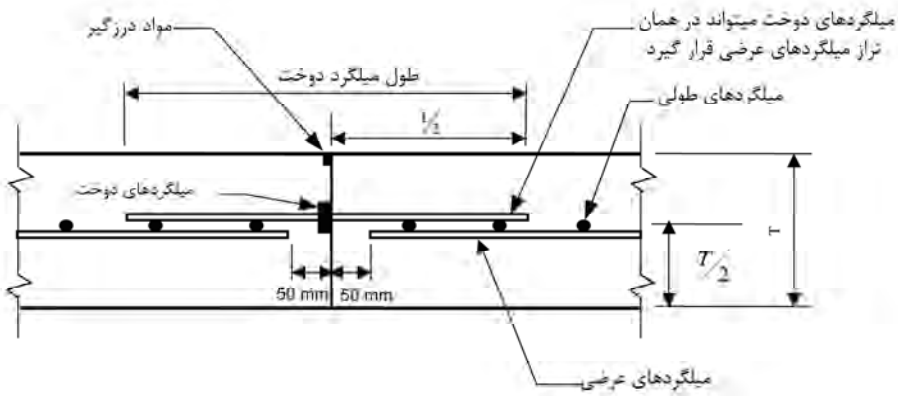
ویژگی‌های درز انقباض طولی (عمق برش، عرض درز و ...) و مشخصات میلگردهای دوخت مورد استفاده در محل درزهای انقباض طولی روسازی‌های بتنی مسلح پیوسته مانند موارد مشابه در روسازی‌های بتنی ساده درزدار است.



شکل ۲-۳۳- درز انقباض طولی دارای میلگرد عرضی

۲-۲-۴-۲- درز اجرایی طولی در روسازی‌های بتنی مسلح پیوسته

درزهای اجرایی طولی در مرز مشترک خطوط عبور و همچنین محل اتصال خطوط عبور با شانه روسازی بتنی مسلح پیوسته که بتن آنها در زمان‌های متفاوتی ریخته شده است (با فاصله زمانی بیش از ۳۰ تا ۴۵ دقیقه)، تعبیه می‌شوند. در محل درز اجرایی طولی باید از میلگرد دوخت استفاده شود (شکل ۲-۳۴). خصوصیات میلگرد دوخت مانند موارد مشابه در روسازی‌های بتنی ساده درزدار است. میلگرد دوخت را می‌توان در بالای میلگرد طولی یا هم‌تراز با میلگرد عرضی نصب کرد.



شکل ۲-۳۴- اجرای میلگرد دوخت در محل درز اجرایی طولی

۲-۲-۴-۳- درز اجرایی عرضی در روسازی‌های بتنی مسلح پیوسته

درزهای اجرایی عرضی در پایان عملیات روزانهٔ پخش بتن یا در مواقعی که عملیات پخش بتن با وقفه بیش از ۳۰ تا ۴۵ دقیقه انجام می‌شود، اجرا می‌گردند.

سطح درز اجرایی عرضی باید با استفاده از تخته‌ای که در سطح جانبی درز عرضی قرار می‌گیرد به‌صورت صاف و قائم درآید و میلگردهای طولی از تخته بکاربرده شده، عبور داده شوند.

برای انتقال بار مناسب در محل درزهای اجرایی عرضی، معمولاً میلگردهای آجدار به طول ۱۸۰ سانتی‌متر که قطر و مشخصات آن مانند میلگردهای طولی است، به‌صورت یکی درمیان در بین میلگردهای طولی قرار می‌گیرند. همچنین هم‌پوشانی‌هایی که در فاصله ۱ متر قبل از درز اجرایی عرضی و ۲/۵ متر بعد از درز اجرایی عرضی قرار دارند باید تقویت شوند. برای این منظور می‌توان طول همپوشانی را دو برابر کرد یا از میلگردهای آجدار اضافی به طول ۱/۸ متر که قطر آنها با میلگردهای طولی برابر است، در محل همپوشانی‌ها استفاده کرد.

با توجه به آنکه تراکم مناسب بتن در محل درزهای اجرایی عرضی، تأثیر قابل‌ملاحظه‌ای در عملکرد مطلوب آنها دارد؛ بنابراین بتن ریخته شده در دو طرف درز اجرایی عرضی تا فاصله حداقل ۳ متر باید با استفاده از ویبراتور دستی به نحو مناسبی متراکم شود.

۲-۲-۵- طراحی ناحیه انتقال

ناحیه انتقال، دال بتنی است که بین دو نوع روسازی مختلف اجرا می‌شود. هدف از اجرای ناحیه انتقال، اطمینان از حرکت هموار بین دو نوع روسازی و کاهش مشکلات مربوط به عملکرد روسازی در سال‌های پس از ساخت است. عدم اجرا یا اجرای نامناسب ناحیه انتقال، منجر به عملکرد ضعیف روسازی و نیاز فراوان به عملیات تعمیر و نگهداری روسازی می‌شود.

به‌طور کلی عملکرد ناحیه انتقال عبارت است از:

- حفظ کیفیت رانندگی؛
- امکان تغییرات تدریجی در پارامترهای طرح هندسی (شیب طولی و عرضی)؛
- تسهیل حرکت در انتهای دال؛
- کاهش مسائل مرتبط با زهکشی.

هنگام اجرای روسازی بتنی مسلح پیوسته باید در موارد زیر ناحیه انتقال اجرا شود:

- اتصال روسازی بتنی مسلح پیوسته با روسازی آسفالتی؛
- اتصال روسازی بتنی مسلح پیوسته با روسازی بتنی ساده درزدار؛
- اتصال روسازی بتنی مسلح پیوسته و دال دسترسی پل؛
- اتصال روسازی بتنی مسلح پیوسته جدید با روسازی بتنی مسلح پیوسته موجود؛
- مهار ابتدا و انتهای روسازی‌های بتنی مسلح پیوسته.

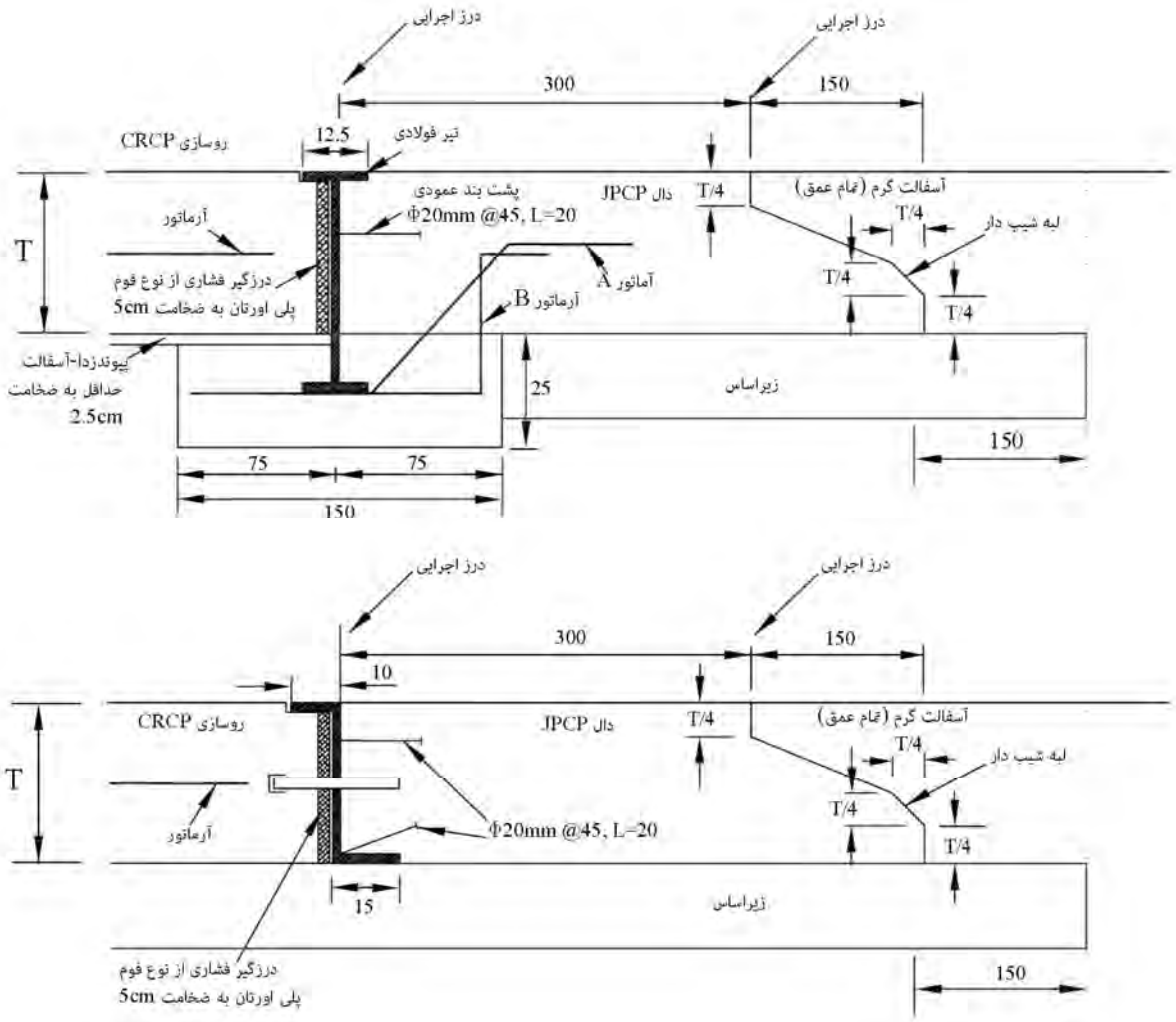
۲-۲-۵-۱- ناحیه انتقال بین روسازی بتنی مسلح پیوسته (CRCP) و روسازی آسفالتی (AC)

هدف از تعبیه ناحیه انتقال بین روسازی CRCP و روسازی AC کاهش افت و خیز در لبه بین روسازی‌های CRCP و AC به اندازه افت و خیز در ناحیه داخلی دال بتنی و همچنین کاهش تنش در بستر روسازی است. دال بتنی طراحی شده بین دو نوع روسازی گفته‌شده مانند یک ضربه‌گیر عمل می‌کند.

شکل (۲-۳۵) از جمله‌گزینه‌های طراحی و اجرای ناحیه انتقال را برای ارتباط روسازی CRCP و روسازی AC نشان می‌دهد. همان‌طور که در این شکل مشاهده می‌شود برای ارتباط بین دو نوع روسازی گفته‌شده، از یک دال بتنی با ضخامت متغیر استفاده می‌شود. زیراساس تثبیت‌شده باید تا فاصله ۱/۵ متری از مقطع روسازی آسفالتی ادامه یابد. می‌توان از از یک لایه زیراساس تثبیت‌شده با سیمان به ضخامت ۱۵ سانتی‌متر به همراه ۲/۵ سانتی‌متر آسفالت به‌عنوان پیوندزدا استفاده کرد. استفاده از آسفالت گرم یا اساس تثبیت‌شده با قیر به ضخامت ۱۰ سانتی‌متر، گزینه دیگری در این ارتباط است. هنگام اجرای دالِ انتقال باید به توصیه‌های زیر توجه شود:

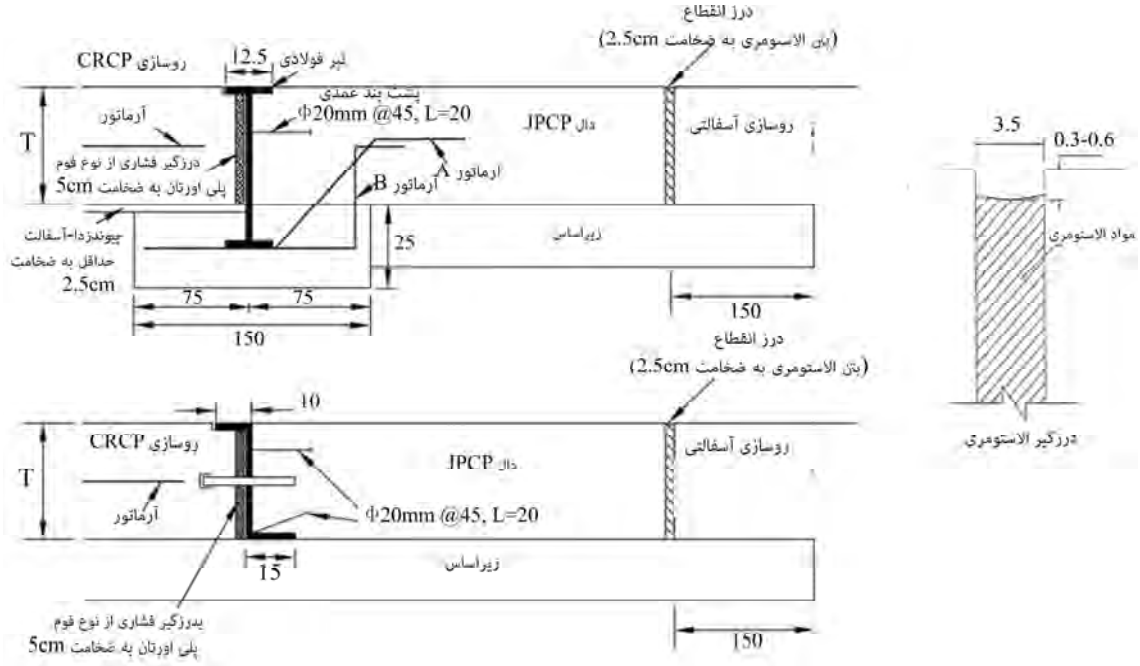
- تراکم آسفالت گرم و مصالح زیراساس به ترتیب برابر ۱۰۰ و ۹۵ درصد وزن مخصوص آزمایشگاهی باشد؛
- بستر را می‌توان با استفاده از سیمان یا آهک تثبیت کرد؛
- مقطع بتنی با ضخامت متغیر باید دارای لبه شیب‌دار باشد و به نحوی پرداخت شود که دارای بافت زبر[۶۵] شود.

65- Rough -finished



شکل ۲-۳۵- ناحیه انتقال برای اتصال روسازی بتنی مسلح پیوسته (CRCP) به روسازی آسفالتی (AC) با استفاده از دال با ضخامت متغیر (درخصوص جزئیات تیرهای فولادی و آرماتورهای A وB به شکل‌های (۲-۳۷) و (۲-۳۸) مراجعه شود)

شکل (۲-۳۶) نوع دیگری از ناحیه انتقال بین روسازی CRCP و AC را نشان می‌دهد که در آن ناحیه انتقال از نوع روسازی بتنی درزدار بوده و در محل اتصال دال بتنی درزدار (ناحیه انتقال) و روسازی آسفالتی از بتن الاستومری استفاده شده است. در این نوع ناحیه انتقال نیز زیراساس تثبیت‌شده باید تا فاصله ۱/۵ متری از مقطع روسازی آسفالتی ادامه یابد. اندازه و فواصل میلگرد انتقال بار به نحوی طراحی می‌شود که انتقال بار بین روسازی CRCP و روسازی JPCP به نحو مناسبی تأمین شود. ترتیب اجرا در این نوع ناحیه انتقال به این ترتیب است که ابتدا دال بتنی، سپس مخلوط آسفالت گرم و در پایان با برش و ایجاد شیار بتن الاستومری اجرا می‌شود. برای انتخاب بتن الاستومری مناسب می‌توان از جدول (۲-۳۲) به‌عنوان راهنمایی استفاده کرد.



شکل ۲-۳۶- ناحیه انتقال برای اتصال روسازی بتنی مسلح پیوسته (CRCP) به روسازی آسفالتی (AC) با استفاده از بتن الاستومری (درخصوص جزئیات تیرهای فولادی و آرماتورهای A وB به شکل‌های (۲-۳۷) و (۲-۳۸) مراجعه شود)

جدول ۲-۳۲- خصوصیات بتن الاستومری

نوع	مقاومت فشاری (MPa)	مقاومت کششی (MPa)	ضریب الاستیسیته (MPa)
۱	۲۰	۶	۲/۱۱×۱۰^۴
۲	۶	۴	۱/۱۳×۱۰^۴
۳	۳۰	۱۶	۲/۵۸×۱۰^۴

۲-۲-۵-۲- ناحیه انتقال بین روسازی بتنی مسلح پیوسته (CRCP) و روسازی بتنی ساده درزدار (JPCP)

هدف از ایجاد این نوع ناحیه انتقال (علاوه بر مواردی که قبلاً بیان شد)، مجزا کردن حرکت روسازی CRCP از روسازی JPCP است. برای این منظور چهار گزینه زیر پیشنهاد می‌شود:

الف- استفاده از بالشتک بتنی و تیر بال‌پهن[۶۶] (شکل ۲-۳۷)؛

ب- استفاده از تیر بال‌پهن اصلاح‌شده[۶۷] (شکل ۲-۳۸)؛

پ- استفاده از درز دارای میلگرد اتصال[۶۸] (شکل ۲-۳۹)؛

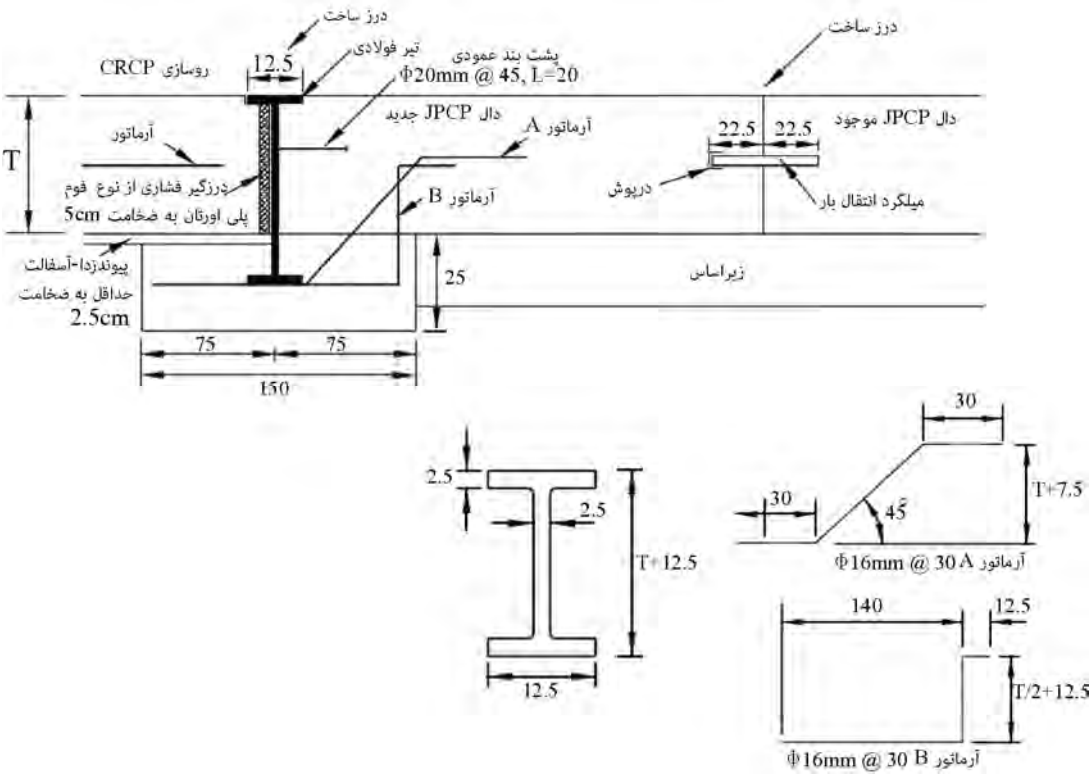
ت- استفاده از مکانیزم تغییر تدریجی میزان میلگرد طولی در ناحیه انتقال به همراه ایجاد برش[۶۹] (شکل ۲-۴۰).

استفاده از طراحی مندرج در شکل (۲-۳۷) هنگامی مناسب است که حرکت فقط به یک طرف درز محدود شده باشد. در این حالت وجود بالشتک بتنی مانع حرکت دال JPCP جدید می‌شود. طراحی مندرج در شکل (۲-۳۸) نیز هنگامی کاربرد دارد که انتظار می‌رود حرکت در دو طرف درز وجود داشته باشد.

شکل (۲-۳۹) ساده‌ترین مکانیزم را برای طراحی و اجرای ناحیه انتقال بین روسازی CRCP و روسازی JPCP نشان می‌دهد. با این وجود در این حالت به علت میزان حرکت در محل درز، حفظ ماده درزگیر برای مدت طولانی مشکل است.

همان‌طور که در شکل (۲-۴۰) نشان‌داده شده است، چنانچه برای طراحی ناحیه انتقال از روش تغییر تدریجی میزان میلگرد طولی استفاده شود، طول ناحیه انتقال برابر ۷۲ متر خواهد بود و در این طول میزان میلگرد طولی کاهش می‌یابد. به این ترتیب که در ۳۶ متر اول میزان میلگرد طولی تقریباً برابر ۶۰ درصد میلگرد طولی روسازی CRCP و در ۳۶ متر دوم مقدار میلگرد طولی ۳۰ درصد میلگرد طولی روسازی CRCP است. در ۳۶ متر اول فاصله برش‌های ایجاد شده برابر ۱/۸ متر و در ۳۶ متر دوم فاصله برش‌ها برابر ۳/۶ متر است.

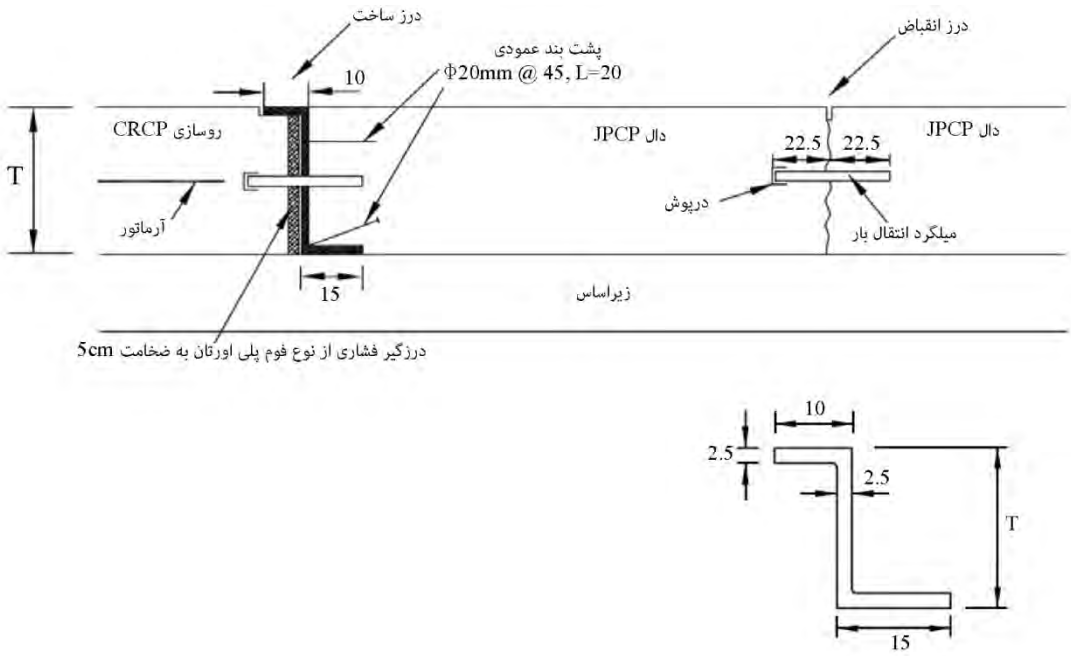
66-Sleeper slab and wide flange
67- Modified wide flange
68- Doweled joint
69- Steel transition and saw cuts



ضخامت دال (میلی‌متر)	میلگردهای انتقال بار (میلگرد صاف)		
	قطر (میلی‌متر)	طول (میلی‌متر)	فاصله مرکز تا مرکز (میلی‌متر)
۲۰۰	۲۵	۴۵۰	۳۰۰
۲۲۵	۲۸	۴۵۰	۳۰۰
۲۵۰	۳۲	۴۵۰	۳۰۰
۲۷۵	۳۴	۴۵۰	۳۰۰
۳۰۰	۳۸	۴۵۰	۳۰۰
۳۲۵	۴۰	۴۵۰	۳۰۰

شکل ۲-۳۷- ناحیه انتقال برای اتصال روسازی بتنی مسلح پیوسته (CRCP) به روسازی بتنی درزدار (JPCP) با استفاده از بالشتک بتنی[۷۰] و تیر بال‌پهن[۷۱]

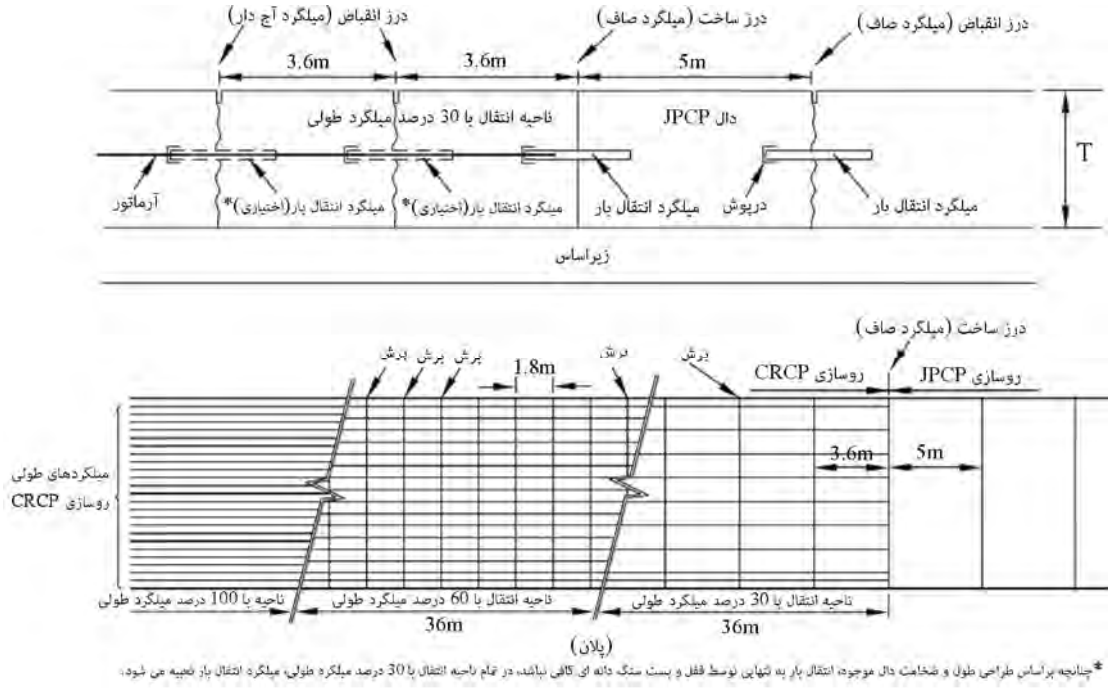
70- Sleeper slab
71- wide-flange beam



ضخامت دال (میلی‌متر)	میلگردهای انتقال بار (میلگرد صاف)		
	قطر (میلی‌متر)	طول (میلی‌متر)	فاصله مرکز تا مرکز (میلی‌متر)
۲۰۰	۲۵	۴۵۰	۳۰۰
۲۲۵	۲۸	۴۵۰	۳۰۰
۲۵۰	۳۲	۴۵۰	۳۰۰
۲۷۵	۳۴	۴۵۰	۳۰۰
۳۰۰	۳۸	۴۵۰	۳۰۰
۳۲۵	۴۰	۴۵۰	۳۰۰

شکل ۲-۳۸- ناحیه انتقال برای اتصال روسازی بتنی مسلح پیوسته (CRCP) به روسازی بتنی درزدار (JPCP) با استفاده از تیر بال‌پهن اصلاح شده

۲-۳۹- ناحیه انتقال برای اتصال روسازی بتنی مسلح پیوسته (CRCP) به روسازی بتنی درزدار (JPCP) با استفاده از میلگرد اتصال



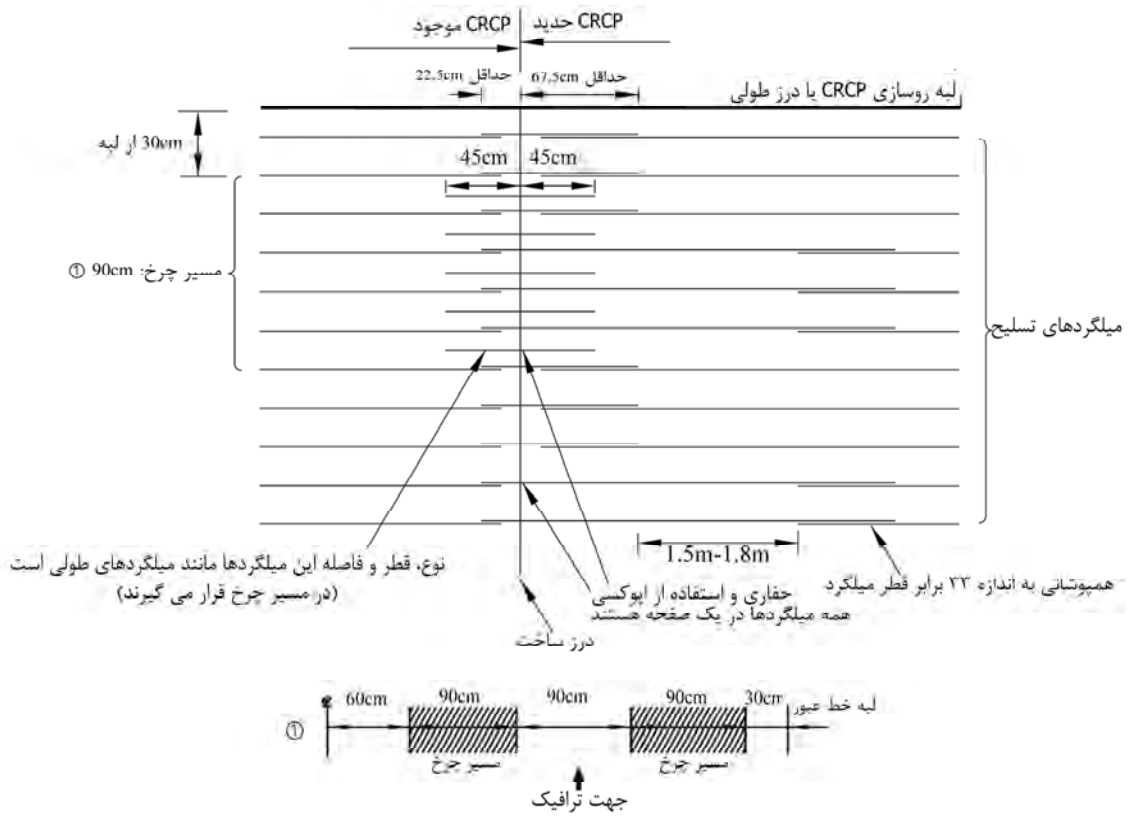
شکل ۲-۴۰- ناحیه انتقال برای اتصال روسازی بتنی مسلح پیوسته (CRCP) به روسازی بتنی درزدار (JPCP) با استفاده از تغییر تدریجی میزان میلگرد طولی

۲-۲-۵-۳- ناحیه انتقال بین روسازی بتنی مسلح پیوسته (CRCP) و دال دسترسی پل

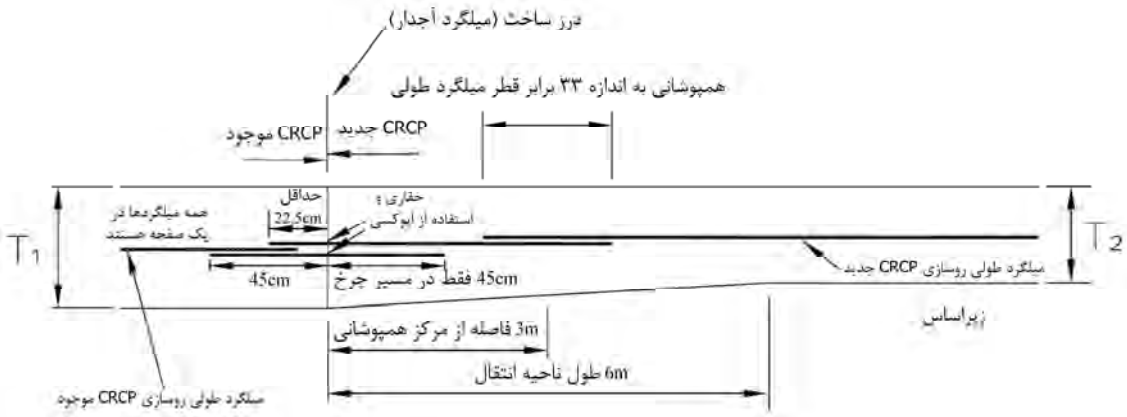
برای ناحیه انتقال بین روسازی CRCP و دال دسترسی پل می‌توان از جزئیات نشان داده شده در شکل‌های مربوط به ناحیه انتقال بین روسازی CRCP و روسازی JPCP استفاده کرد (شکل‌های ۲-۳۷ تا ۲-۴۰) استفاده کرد. شکل (۲-۳۹) ساده‌ترین مکانیزم و احتمالاً اجرایی‌ترین حالت برای طراحی و اجرای ناحیه انتقال بین روسازی CRCP و دال دسترسی پل را نشان می‌دهد.

۲-۲-۵-۴- ناحیه انتقال بین روسازی بتنی مسلح پیوسته (CRCP) جدید با روسازی بتنی مسلح پیوسته (CRCP) موجود

برای طراحی ناحیه انتقال بین روسازی مسلح پیوسته جدید و روسازی مسلح پیوسته موجود از شکل (۲-۴۱) استفاده می‌شود. در این حالت ضخامت ناحیه انتقال نیز مطابق شکل (۲-۴۲) اجرا می‌گردد.



شکل ۲-۴۱- ناحیه انتقال بین روسازی مسلح پیوسته جدید و روسازی مسلح پیوسته موجود



شکل ۲-۴۲- ضخامت ناحیه انتقال بین روسازی مسلح پیوسته جدید و روسازی مسلح پیوسته موجود

۲-۲-۵-۵- مهار ابتدا و انتهای روسازی‌های بتنی مسلح پیوسته (CRCP)

برحسب آنکه انتها یا ابتدای روسازی CRCP کدام نوع روسازی قرارمی‌گیرد از جزئیات مندرج در شکل‌هـای (۲-۳۵) تا (۲-۴۱) استفاده می‌شود.

۲-۲-۶- مثال طراحی برای روسازی بتنی مسلح پیوسته

بر اساس اطلاعات زیر، روسازی‌های بتنی مسلح پیوسته را طراحی نمایید.

رویه بتنی در هر جهت از ۲ خط عبور با عرض ۳/۶۵ متر با شانه بتنی راست و چپ به ترتیب به عرض ۳ متر و ۱/۵ متر تشکیل شده است. همچنین تعداد محور معادل ۸/۲ تنی در عمر روسازی برابر ۴۰۰۰۰۰۰۰، ضریب اطمینان طراحی ۰/۹۵، انحراف معیار کلی ۰/۳۹، نشانه خدمت‌دهی اولیه ۴/۵، نشانه خدمت‌دهی نهایی ۳، ضریب زهکشی ۱، سی‌بی‌آر بستر ۱۰، ضخامت زیراساس تثبیت شده با سیمان ۲۰ cm (۸ in)، مقاومت فشاری محدود نشده ۷ روزه مصالح زیراساس تثبیت شده با سیمان ۲/۸ MPa (۴۰۰ psi)، افت شرایط تکیه‌گاهی (LS) برابر ۰، وزن مخصوص بتن ۲۴۰۰ kg/m^3 (۱۵۰ pcf)، مقاومت فشاری مشخصه بتن ۲۵ MPa (۳۵۷۱ psi)، ضریب انبساط حرارتی بتن ۱/°c $۶/۸\times۱۰^{-۶}$ (۱/°F $۳/۸\times۱۰^{-۶}$)، ضریب انبساط حرارتی فولاد ۱/°C ۹×۱۰^{-۶} (۱/°F ۵×۱۰^{-۶})، مقدار تنش کششی ناشی از بار چرخ (σw) برابر ۱/۲MPa (۱۷۰ psi) و افت دمای طراحی ۱۳ °C (۵۵ °F) است. همچنین بین دال بتنی و لایه زیراساس تثبیت شده با سیمان از یک لایه آسفالت گرم به ضخامت ۵ cm (۲ in) استفاده شده است.

حل:

محاسبه ضخامت دال بتنی:

با استفاده از شکل (۲-۷) مقدار ضریب برجهندگی خاک بستر به ازای CBR=۱۰ برابر ۹۵۰۰ psi (۶۶/۵ MPa) به‌دست می‌آید. همچنین با استفاده از شکل (۲-۱۰) به ازای مقاومت فشاری محدود نشده برابر (۲/۸MPa) ۴۰۰psi، مقدار ضریب الاستیسیته مصالح زیراساس تثبیت شده با سیمان برابر ۶×۱۰^{۵} psi (۴۲۰۰ MPa) به‌دست می‌آید. در شکل (۲-۹) به ازای ضخامت زیراساس برابر ۸ in (۲۰ cm)، مقدار ضریب برجهندگی خاک بستر برابر ۹۵۰۰ psi (۶۶/۵ MPa) و ضریب الاستیسیته مصالح زیراساس تثبیت شده با سیمان برابر ۶×۱۰^{۵} psi (۴۲۰۰ MPa)، مقدار ضریب عکس‌العمل مرکب بستر تقریباً ۱۰۰۰ pci (۲۷۷ MN/m^3) به‌دست می‌آید. مقدار افت شرایط تکیه‌گاهی (LS) برابر صفر در نظر گرفته شده است.

$$E_c = 57000(f_c)^{0.5} \Rightarrow E_c = 57000(3571)^{0.5} \approx 3.4\times10^6 \text{ psi } (24000 \text{ MPa})$$

$$S_c = 8\sqrt{f_c} - 10\sqrt{f_c} = 8\sqrt{3571} - 10\sqrt{3571} = 478 - 597 \rightarrow S_c = 550\text{psi}(3.8\text{MPa})$$

$$f_{cm} = f_c + 8.3(\text{MPa}) \Rightarrow f_{cm} = 25 + 8.3 = 33.3\text{MPa} = 4757\text{psi}$$

$$S_c^{'} = 8\sqrt{f_{cm}} - 10\sqrt{f_{cm}} = 8\sqrt{4757} - 10\sqrt{4757} = 551 - 690 \rightarrow S_c^{'} = 650 \text{ psi } (4.5\text{MPa})$$

روسازی موجود دارای شانه بتنی متصل است؛ بنابراین با توجه به مفاد جدول (۲-۲۶) مقدار ضریب انتقال بار برای روسازی بتنی مسلح پیوسته بین ۲/۳ تا ۲/۹ است که در این مثال برابر ۲/۶ فرض می‌شود.

بر اساس داده‌های موجود و با استفاده از رابطه (۲-۱۵) یا شکل (۲-۱۴)، مقدار ضخامت دال بتنی مسلح پیوسته برابر ۲۸ سانتی‌متر به‌دست می‌آید. با توجه به اینکه بین دال بتنی و زیراساس سیمانی از یک میان لایه از نوع آسفالت گرم به

ضخامت حدود ۵ سانتی‌متر استفاده می‌شود و هر ۲ سانتی‌متر ضخامت آسفالت گرم تقریباً معادل ۱ سانتی‌متر ضخامت دال بتنی است؛ بنابراین ضخامت دال بتنی برابر ۲۶ سانتی‌متر خواهد شد.

جزئیات مربوط به میلگرد دوخت:

در محل درزهای طولی و در جهت عمود بر این درزها، از میلگردهای دوخت (آجدار) استفاده می‌شود. میلگردهای دوخت در ارتفاعی برابر نصف ضخامت دال بتنی قرار می‌گیرند. جنس آنها از فولاد رده S۴۰۰ (دارای تنش تسلیم ۴۰۰ مگاپاسکال)، دارای قطر ۱۶ میلی‌متر و طول ۷۵ سانتی‌متر بوده و فاصله مرکز به مرکز آنها نیز برابر ۷۵ سانتی‌متر است.

جزئیات مربوط به میلگردهای طولی و عرضی

فرض می‌شود از میلگردهای به قطر ۱۴ میلی‌متر به‌عنوان میلگرد عرضی استفاده شود.

چنانچه میلگردهای عرضی از فولاد رده S۴۰۰ (تنش تسلیم ۴۰۰ مگاپاسکال) باشند، در نتیجه تنش مجاز آن برابر ۳۰۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع خواهد شد (۳۰۰۰=۴۰۰۰×۰/۷۵). همچنین بر اساس جدول (۲-۲۷) و با توجه به اینکه زیراساس از نوع تثبیت شده با سیمان است، مقدار f_a برابر ۱/۸ در نظر گرفته می‌شود.

درصد میلگرد عرضی:

$$P_s = \frac{\gamma_c L f_a}{2 f_s} \times 100 = \frac{(2400(kg/m^3) \times (3.65+3.65+3+1.5)(m) \times 1.8) \times 10^{-4}}{2 \times 3000(kg/cm^2)} \times 100 \Rightarrow P_s = 0.085$$

فاصله مرکز به مرکز میلگردهای عرضی:

$$Y = \frac{A_s}{P_t D} \times 100 = \frac{\pi \times 7^2}{0.085 \times 260} \times 100 = 696mm \Rightarrow Y = 70cm$$

برای این مثال فرض می‌شود از میلگرد به قطر ۱۶ میلی‌متر (۰/۶۳ اینچ) به‌عنوان میلگرد طولی استفاده شود.

- تعیین درصد فولاد طولی مورد نیاز بر اساس معیار فاصله ترک‌ها (استفاده از شکل (۲-۳۰) یا رابطه (۲-۲۰)):

$$f_t = 0.86 S_c = 0.86 \times 550 \Rightarrow f_t = 473psi(3.3MPa)$$

با توجه به جدول (۲-۲۴) به ازای مقاومت کششی غیرمستقیم (۳/۳MPa) ۴۷۳psi، مقدار انقباض ناشی از خشک‌شدگی (z) بتن برابر ۰/۰۰۰۴۹ در نظر گرفته می‌شود.

به ازای فاصله ترک برابر ۸ فوت:

$$P = \frac{1.062(1+\frac{f_t}{1000})^{1.457}(1+\frac{\alpha_s}{2\alpha_c})^{0.25}(1+\phi)^{0.476}}{(\overline{X})^{0.217}(1+\frac{\sigma_w}{1000})^{1.13}(1+1000Z)^{0.389}} - 1 \Rightarrow$$

$$P_{8ft} = \frac{1.062(1+\frac{473}{1000})^{1.457}(1+\frac{5\times10^{-6}}{2\times3.8\times10^{-6}})^{0.25}(1+0.630)^{0.476}}{(8)^{0.217}(1+\frac{170}{1000})^{1.13}(1+1000\times0.00049)^{0.389}} - 1 = 0.22$$

در صورت استفاده از شکل (۲-۳۰) نیز مقدار فولاد کمتر از ۰/۴ درصد خواهد شد. با توجه به اینکه حداقل درصد فولاد طولی در روسازی‌های بتنی مسلح پیوسته ۰/۴ درصد است؛ بنابراین درصد فولاد متناظر با فاصله ترک برابر ۸ فوت، برابر ۰/۴ درصد در نظر گرفته می‌شود.

به ازای فاصله ترک برابر ۳/۵ فوت:

$$P_{3.5\,ft}=\frac{1.062(1+\frac{473}{1000})^{1.457}(1+\frac{5\times10^{6}}{2\times3.8\times10^{6}})^{0.25}(1+0.630)^{0.476}}{(3.5)^{0.217}(1+\frac{170}{1000})^{1.13}(1+1000\times0.00049)^{0.389}}-1=0.46$$

- تعیین درصد فولاد مورد نیاز بر اساس معیار عرض ترک (استفاده از رابطه (۲-۲۱) یا شکل (۲-۳۱)):

$$P=\frac{0.358(1+\frac{f_t}{1000})^{1.435}(1+\phi)^{0.484}}{(CW)^{0.220}(1+\frac{\sigma_w}{1000})^{1.079}}-1=\frac{0.358(1+\frac{473}{1000})^{1.435}(1+0.630)^{0.484}}{(0.04)^{0.220}(1+\frac{170}{1000})^{1.079}}-1=0.35$$

با توجه به اینکه حداقل درصد فولاد طولی در روسازی‌های بتنی مسلح پیوسته ۰/۴ درصد است؛ بنابراین درصد فولاد متناظر با معیار عرض ترک برابر ۰/۴ درصد در نظر گرفته می‌شود.

- تعیین درصد فولاد مورد نیاز بر اساس معیار تنش فولاد (استفاده از رابطه (۲-۲۲) یا شکل (۲-۳۲)):

با استفاده از جدول (۲-۲۹)، به ازای مقاومت کششی غیر مستقیم بتن برابر ۳/۳ MPa (۴۷۳ psi) و برای میلگرد به قطر ۱۶ میلی‌متر، مقدار تنش مجاز برابر ۴۲۵ MPa (۶۰۷۳۰psi) به‌دست می‌آید.

$$P=\frac{50.834(1+\frac{DT_D}{100})^{0.155}(1+\frac{f_t}{1000})^{1.493}}{(\sigma_s)^{0.365}(1+\frac{\sigma_w}{1000})^{1.146}(1+1000Z)^{0.180}}-1\Rightarrow$$

$$P=\frac{50.834(1+\frac{55}{100})^{0.155}(1+\frac{473}{1000})^{1.493}}{(60730)^{0.365}(1+\frac{170}{1000})^{1.146}(1+1000\times0.00049)^{0.180}}-1=0.35$$

با توجه به اینکه حداقل درصد فولاد طولی در روسازی‌های بتنی مسلح پیوسته ۰/۴ درصد است؛ بنابراین درصد فولاد متناظر با معیار تنش فولاد نیز برابر ۰/۴ درصد در نظر گرفته می‌شود.

جدول (۲-۳۳) خلاصه محاسبات و نتیجه این مرحله را نشان می‌دهد.

جدول ۲-۳۳- خلاصه محاسبات مثال

معیار		درصد فولاد متناظر	نتیجه
فاصله ترک	حداکثر ۸ فوت (۲/۴۳ متر)	$P_{min1}<0/4\%$	$P_{min}=\min(P_{min1}, P_{min2}, P_{min3})=0/4\%$
	حداقل ۳/۵ فوت (۱/۰۷ متر)	$P_{max}=0/46\%$	$P_{max}=0/46\%$
عرض ترک (حداکثر ۰/۰۴ اینچ (۱ میلیمتر))		$P_{min2}<0/4\%$	
تنش فولاد		$P_{min3}<0/4\%$	

برای خط عبور به عرض ۳/۶۵ متر تعداد و فاصله میلگردهای طولی به قرار زیر خواهد بود:

$$W_s=\frac{365}{2.5}=146in$$

$$N_{min}=0.01273P_{min}W_S\frac{D}{\varphi^2}=0.01273\times0.4\times146\times\frac{\frac{26}{2.5}}{(\frac{16}{25})^2}=18.9$$

$$N_{max}=0.01273P_{max}W_S\frac{D}{\varphi^2}=0.01273\times0.46\times146\times\frac{\frac{26}{2.5}}{(\frac{16}{25})^2}=21.7$$

بنابراین، می‌توان تعداد میلگردهای طولی را ۲۰ عدد در نظر گرفت (برای خط عبور به عرض ۳/۶۵ متر).

باتوجه به اینکه عرض مقطع روسازی برابر ۳/۶۵ متر است؛ بنابراین فاصله میلگردهای طولی برابر ۱۸ سانتی‌متر خواهد شد.

چنانچه محاسبات بالا برای عرض کل روسازی انجام شود:

$$W_S=3.65+3.65+3+1.5=11.8m=464.6in.$$

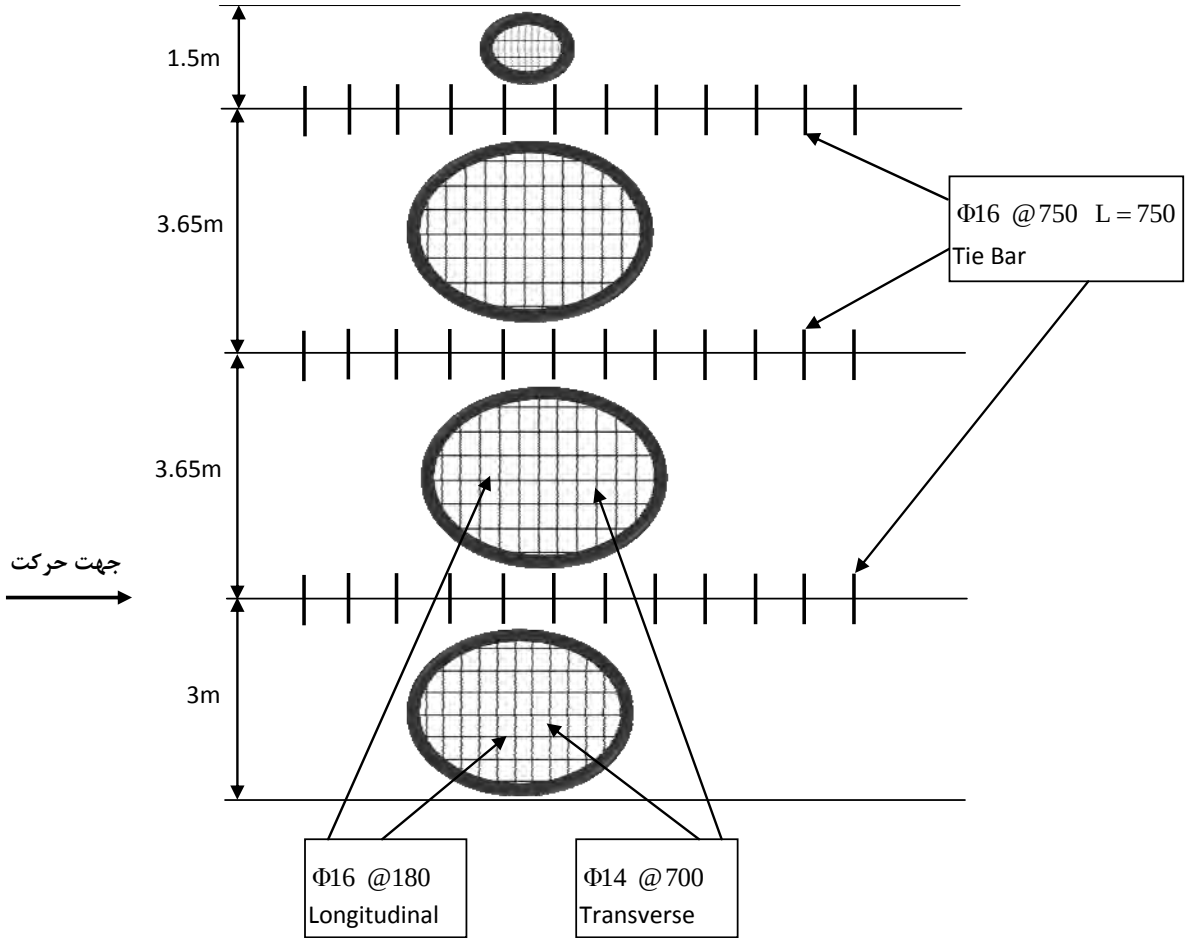
$$N_{min}=0.01273P_{min}W_S\frac{D}{\varphi^2}=0.01273\times0.4\times464.6\times\frac{\frac{26}{2.5}}{(\frac{16}{25})^2}=60$$

$$N_{max}=0.01273P_{max}W_S\frac{D}{\varphi^2}=0.01273\times0.46\times464.6\times\frac{\frac{26}{2.5}}{(\frac{16}{25})^2}=69$$

بنابراین، می‌توان تعداد میلگردهای طولی را ۶۵ عدد در نظر گرفت (برای عرض کل روسازی).

باتوجه به اینکه عرض کل مقطع روسازی برابر ۱۱/۸ متر است؛ بنابراین فاصله میلگردهای طولی برابر ۱۸ سانتی‌متر خواهد شد.

حداقل پوشش بتن روی میلگردهای طولی ۷/۵ سانتی‌متر و مقدار همپوشانی این میلگردها در محل قطع آنها باید حداقل ۵۵ سانتی‌متر باشد. شکل (۲-۴۳) جزئیات میلگردگذاری برای روسازی بتنی مسلح پیوسته مربوط به این مثال را نشان می‌دهد.



شکل ۲-۴۳- جزئیات میلگردگذاری برای روسازی بتنی مسلح پیوسته مربوط به مثال

۲-۳- طراحی روسازی مختلط (ترکیبی)

روسازی‌هایی که ترکیبی از دو نوع روسازی سخت و قابل‌انعطاف باشد، روسازی‌های ترکیبی نامیده می‌شود. لایه انعطاف‌پذیر می‌تواند شامل هر یک از انواع بتن آسفالتی گرم[۷۲] (آسفالت با دانه‌بندی پیوسته، آسفالت با استخوان‌بندی مصالح سنگی (آسفالت ماستیک درشت‌دانه[۷۳]) و آسفالت متخلخل[۷۴]) و لایه سخت نیز می‌تواند هر یک از انواع روسازی بتنی را شامل شود.

72- Hot-Mix Asphalt (HMA)
73- Stone Matrix Asphalt (SMA)
74- Porous asphalt

اگر هدف از اجرای روسازی ترکیبی صرفاً برآورده نمودن بعضی از خصوصیات وظیفه‌ای (نه سازه‌ای) روسازی باشد (مانند بهبود اصطکاک و زبری سطح روسازی)، استفاده از حداقل مقادیر ضخامت رویه آسفالتی کفایت می‌کند. ولی چنانچه برای لایه آسفالتی سهمی از تحمل بار ترافیکی در نظر گرفته می‌شود، باید متناسب با مقدار این سهم، ضخامت آن تعیین شود.

برای طراحی روسازی ترکیبی (با رویه آسفالتی)، دو حالت زیر را می‌توان در نظر گرفت:

۱- طراحی روسازی ترکیبی شامل زیراساس تثبیت شده با سیمان به همراه رویه آسفالت گرم؛

۲- طراحی روسازی ترکیبی شامل یکی از انواع رویه‌های بتنی (JPCP یا CRCP) به همراه رویه آسفالت گرم.

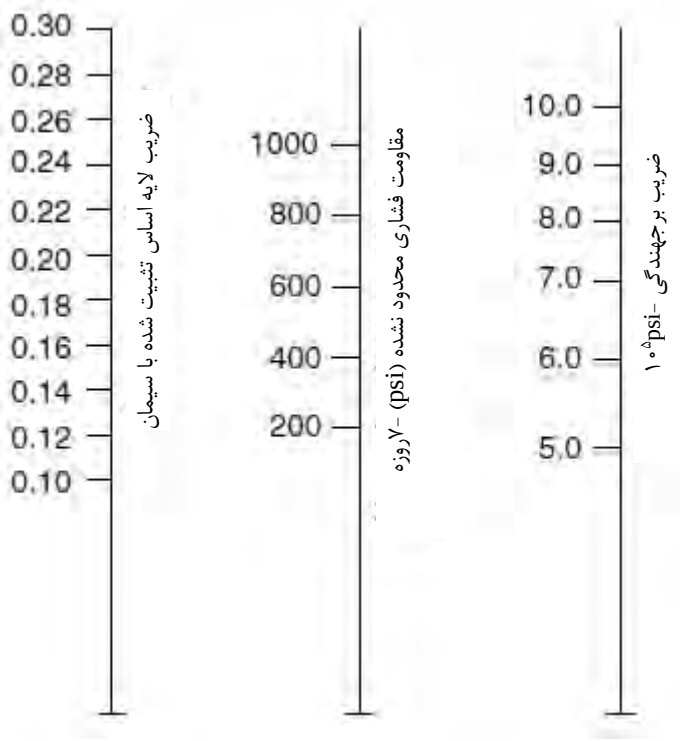
در حالت اول، برای طراحی روسازی بتنی ترکیبی از رابطه (۲-۲۵) استفاده می‌شود.

$$SN = \frac{1}{2.5}(a_1D_1 + a_2m_2D_2 + a_3m_3D_3) \qquad (۲۵-۲)$$

که در آن، SN عدد سازه‌ای روسازی، a_1، a_2 و a_3 به ترتیب ضرایب لایه‌های آسفالتی، زیراساس تثبیت شده با سیمان و زیراساس سنگ‌دانه‌ای، D_1، D_2 و D_3 به ترتیب ضخامت لایه‌های آسفالتی، زیراساس تثبیت شده با سیمان و زیراساس سنگ‌دانه‌ای (سانتی‌متر) و m_2 و m_3 به ترتیب ضرایب زهکشی لایه‌های زیراساس تثبیت شده با سیمان و زیراساس سنگ‌دانه‌ای می‌باشند.

برای تعیین مقدار ضریب لایه زیراساس تثبیت شده با سیمان می‌توان از شکل (۲-۴۴) استفاده کرد. همچنین ضریب زهکشی لایه زیراساس تثبیت شده با سیمان نیز عددی بین ۰/۸ تا ۱ در نظر گرفته می‌شود.

نحوه تعیین ضخامت لایه‌های روسازی ترکیبی با استفاده از رابطه (۲-۲۵) شبیه فرآیند تعیین ضخامت لایه‌های روسازی انعطاف‌پذیر است (به فصل یازدهم آیین‌نامه روسازی آسفالتی راه‌های ایران (نشریه شماره ۲۳۴ مراجعه شود).



شکل ۲-۴۴- نمودار تعیین ضریب لایه زیراساس تثبیت شده با سیمان

(۱psi=۶/۸۹ kPa)

در حالت دوم، برای طراحی روسازی بتنی ترکیبی، ابتدا باید با توجه به ترافیک و سایر پارامترهای طراحی، مقدار ضخامت دال بتنی بر اساس آنچه در بخش طراحی روسازی بتنی ساده درزدار یا مسلح پیوسته گفته شد، محاسبه شود. سپس به ازای هر ۲ سانتی‌متر لایه آسفالتی، ۱ سانتی‌متر از ضخامت دال بتنی کاسته شود. ضخامت لایه آسفالتی که روی دال بتنی از نوع JPCP یا CRCP اجرا می‌شود معمولاً بین ۵ تا ۱۵ سانتی‌متر است.

۲-۴- طراحی ضخامت روسازی بتنی پیش‌تنیده

برای طراحی روسازی بتنی پیش‌تنیده باید پارامترهایی از جمله مقاومت بستر، مقاومت بتن، مقدار پیش‌تنیدگی و میزان ترافیک عبوری از روسازی در نظر گرفته شود. ضخامت روسازی بتنی پیش‌تنیده ۴۰ تا ۵۰ درصد ضخامت روسازی بتنی متداول (JPCP) در نظر گرفته می‌شود.

۲-۴-۱- مقدار پیش‌تنیدگی

مقدار پیش‌تنیدگی طولی و عرضی باید به اندازه‌ای باشد که تنش فشاری لازم در وسط طول و عرض دال ایجاد شود تا بدین ترتیب دال پیش‌تنیده بتواند تنش‌های ناشی از عبور بارهای ترافیکی را تحمل نماید. مقدار پیش‌تنیدگی طولی معمولاً بین ۰/۵ تا ۲ مگاپاسکال و مقدار پیش‌تنیدگی عرضی ۰ تا ۱/۵ مگاپاسکال تغییر می‌کند.

۲-۴-۲- افت پیش‌تنیدگی[۷۵]

عوامل متعددی در افت پیش‌تنیدگی تأثیر گذارند از جمله: کاهش طول الاستیک دال بتنی[۷۶]، خزش بتن، انقباض بتن، استهلاک تنش در کابل‌ها[۷۷]، لغزش کابل‌ها در دستگاه‌های مهار[۷۸] و اصطکاک بین کابل‌ها و لوله‌های محصور. بنا به دلایل گفته شده، باید افت تنشی بین ۱۵ تا ۲۰ درصد در میزان پیش‌تنیدگی یا پس‌تنیدگی در نظر گرفته شود. برای اطمینان از اینکه در طول عمر روسازی، مقدار تنش مورد نیاز در یک سطح قابل قبولی باقی بماند، لازم است این افت تنش در هنگام طراحی روسازی پیش‌تنیده لحاظ شود.

۲-۴-۳- فاصله بین کابل‌ها در روسازی‌های بتنی پیش‌تنیده

فاصله میلگردها و رشته کابل‌ها۷۹ از حداقل ۲ تا حداکثر ۸ برابر ضخامت دال تغییر می‌کند، با این وجود معمولاً فاصله بین کابل‌ها برای ایجاد کشش طولی، ۲ تا ۴ برابر ضخامت دال بتنی و برای ایجاد کشش عرضی، ۳ تا ۶ برابر ضخامت دال بتنی در نظر گرفته می‌شود. مقدار تنش در کابل‌ها نیز برابر ۰/۸ تنش تسلیم و ضخامت رشته کابل‌ها برابر ۱۵ میلی‌متر لحاظ می‌گردد.

مراحل طراحی سازه‌ای روسازی بتنی پیش تنیده به شرح زیر است:

الف- بر اساس مطالب گفته شده، مقداری برای ضخامت دال و تنش پیش‌تنیدگی در مرکز دال انتخاب می‌شود.

ب- با استفاده از فاصله انتخابی برای درز، مقدار حداکثر تنش ناشی از اصطکاک دال با لایه زیر آن از رابطه (۲-۲۶) محاسبه می‌شود.

$$f_{SR} = \frac{\gamma_c \mu L}{2} \qquad (۲-۲۶)$$

که در آن f_{SR} حداکثرتنش اصطکاک بین دال و لایه زیر آن، γ_c وزن مخصوص بتن، μ ضریب اصطکاک لایه زیر دال بتنی و L طول دال است.

ج- بر اساس مطالب گفته شده افت پیش‌تنیدگی تخمین زده می‌شود.

د- برای محاسبه مقدار پیش‌تنیدگی که باید در انتهای دال اعمال شود، مقدار پیش‌تنیدگی در مرحله الف، به مقادیر افت تنش در مراحل ب و ج اضافه می‌شود.

و- فاصله بین کابل‌ها از رابطه (۲-۲۷) محاسبه می‌شود.

$$Y_t = \frac{f_t A_f}{\sigma_p D} \qquad (۲-۲۷)$$

75- Prestressed losses
76- Elastic shortening of the concrete
77- Tendons
78- Anchorage devices
79- Stranded cable tendon

که در آن Y_t فاصله بین کابل‌ها، f_t تنش مجاز در کابل، A_f سطح مقطع کابل، D ضخامت دال بتنی پیش‌تنیده و σ_p مقدار پیش‌تنیدگی در انتهای دال است.

۲-۵- طراحی روسازی بتن غلتکی[۸۰]

۲-۵-۱- مقدمه

روسازی بتن غلتکی را می‌توان از خانواده روسازی‌های بتنی ساده درزدار بدون میلگرد انتقال بار به شمار آورد. ویژگی‌های فنی روسازی‌های بتنی شباهت زیادی با بتن سایر انواع روسازی بتنی متداول دارد با این تفاوت که به علت میزان کم آب و سیمان، مقدار انقباض در این نوع بتن نسبت به بتن متداول کمتر است. تاکنون روش‌های متنوعی برای طراحی روسازی‌های بتن غلتکی پیشنهاد شده است که در این زمینه می‌توان به روش انجمن سیمان پرتلند (PCA)، روش گروه مهندسان ارتش ایالات متحده آمریکا[۸۱] (USACE) و روش انجمن بتن آمریکا[۸۲] (ACI) اشاره کرد. از طرفی با توجه به اینکه روسازی بتن غلتکی را می‌توان یک نوع روسازی بتنی ساده درزدار بدون میلگرد انتقال بار در نظر گرفت؛ بنابراین می‌توان برای طراحی این نوع روسازی از ضوابط طراحی روسازی بتنی ساده درزدار (بدون میلگرد انتقال بار) استفاده کرد.

روسازی بتن غلتکی اغلب بر روی لایه زیراساس اجرا می شود، در شرایطی که خاک بستر روسازی از کیفیت مقاومتی مطلوبی برخوردار بوده و ترافیک، سنگین و یا خیلی سنگین نباشد، روسازی بتن غلتکی می تواند روی لایه بستر اجرا شود، در موارد ویژه که توسط طراح یا مراجع ذی‌صلاح تشخیص داده شود، روسازی بتن غلتکی را می‌توان روی لایه اساس اجرا کرد که بایستی الزامات و مستندات کافی جهت لزوم این امر جهت تصویب به کارفرما ارائه گردد.

۲-۵-۲- طراحی روسازی بتن غلتکی راه‌ها به روش گروه مهندسان ارتش ایالات متحده آمریکا (USACE)

نمودار طراحی روسازی در این روش بر اساس تحلیل‌های وسترگاد و تجارب حاصل از فعالیت‌های آزمایشگاهی و مشاهدات رفتار روسازی‌ها در شرایط واقعی ایجاد شده است.

۲-۵-۲-۱- ترافیک

ضخامت روسازی، باید به نحوی طراحی شود که روسازی بتواند ترافیک پیش‌بینی شده در طول عمر روسازی را تحمل کند. در این روش ترافیک بر حسب نوع و وزن وسایل نقلیه طبقه‌بندی شده و به‌صورت متوسط حجم روزانه[۸۳]

80- Roller compacted concrete pavement
81- The U.S. Army Corps of Engineers
82- American Concrete Institute
83- Average Daily Traffic (ADT)

(ADT) برای هر یک از وسایل نقلیه عبوری در دوره عمر روسازی بیان می‌شود. در این روش کلیه بارهای وارده به روسازی بر حسب تعداد تکرار محور منفرد هم‌ارز ۸/۲ تنی بیان می‌گردد.

به‌منظور طراحی روسازی بتن غلتکی برای روسازی راه‌ها، وسایل نقلیه عبوری به سه گروه تقسیم می‌شوند:

گروه ۱) سواری و وانت؛

گروه ۲) کامیون‌های ۲ محوره؛

گروه ۳) کامیون‌های ۳، ۴ و ۵ محوره.

برای گروه‌های ۲ و ۳، حداکثر وزن مجاز برای محور منفرد، ۸/۲ تن و برای محور مرکب، ۱۴/۵ تن است.

با توجه به اینکه معمولاً ترافیک عبوری از یک راه ترکیبی از وسایل نقلیه مختلف است؛ بنابراین در این روش ترافیک عبوری به ۵ طبقه زیر تقسیم‌بندی می‌شوند:

طبقه ۱) ترافیک عبوری شامل گروه ۱ و کمتر از ۱ درصد از گروه ۲؛

طبقه ۲) ترافیک عبوری شامل گروه ۱ و کمتر از ۱۰ درصد از گروه ۲ و بدون ترافیک گروه ۳؛

طبقه ۳) ترافیک عبوری شامل کمتر از ۱۵ درصد کامیون و حداکثر ۱ درصد از گروه ۳؛

طبقه ۴) ترافیک عبوری شامل کمتر از ۲۵ درصد کامیون و حداکثر ۱۰ درصد از گروه ۳؛

طبقه ۵) ترافیک عبوری شامل بیش از ۲۵ درصد کامیون.

بر اساس نوع راه و حجم ساعت طرح[۸۴] (DHV)، راه به ۶ طبقه به شرح جدول (۲-۳۴) تقسیم‌بندی می‌شود. در مطالعات گروه مهندسان ارتش آمریکا، حجم ساعت طرح (DHV) برای جاده و خیابان به ترتیب برابر ۱۵ و ۱۲ درصد متوسط حجم ترافیک روزانه (ADT) در نظر گرفته شده است.

84- Design Hourly-Volume (DHV)

جدول ۲-۳۴- حجم ساعت طرح (DHV) بر حسب تعداد سواری

طبقه راه	نوع راه	
	جاده (برون شهری)	خیابان (درون شهری)
A	بیشتر از ۹۰۰	بیشتر از ۱۲۰۰
B	۷۲۰-۸۹۹	۱۰۰۰-۱۱۹۹
C	۴۵۰-۷۱۹	۷۵۰-۹۹۹
D	۱۵۰-۴۴۹	۲۵۰-۷۴۹
E	۱۰-۱۴۹	۲۵-۲۴۹
F	کمتر از ۱۰	کمتر از ۲۵

با توجه به اینکه اعداد مندرج در جدول (۲-۳۴) بر حسب تعداد سواری است؛ بنابراین به ازای هر وسیله نقلیه سنگین (اتوبوس، کامیون یا تریلی) با استفاده از جدول (۲-۳۵)، معادل‌سازی وسایل نقلیه سنگین انجام می‌شود.

جدول ۲-۳۵- تعداد وسیله نقلیه سواری معادل با یک وسیله نقلیه سنگین (اتوبوس، کامیون و تریلی)

نوع توپوگرافی محل احداث راه	هموار	تپه‌ماهور	کوهستانی
عدد معادل سواری	۲	۴	۸

۲-۵-۲-۲- شاخص طراحی[85] (DI)

در این روش برای محاسبه ضخامت روسازی بتن غلتکی از شاخص طراحی استفاده می‌شود. مقدار این شاخص از جدول (۲-۳۶) به‌دست می‌آید.

جدول ۲-۳۶- شاخص طراحی (DI) بر اساس طبقه راه و طبقه ترافیک

طبقه ترافیک	طبقه راه					
	A	B	C	D	E	F
۱	۲	۲	۲	۱	۱	۱
۲	۳	۲	۲	۲	۲	۱
۳	۴	۴	۴	۳	۳	۲
۴	۵	۵	۵	۴	۴	۳
۵	۶	۶	۶	۵	۵	۴

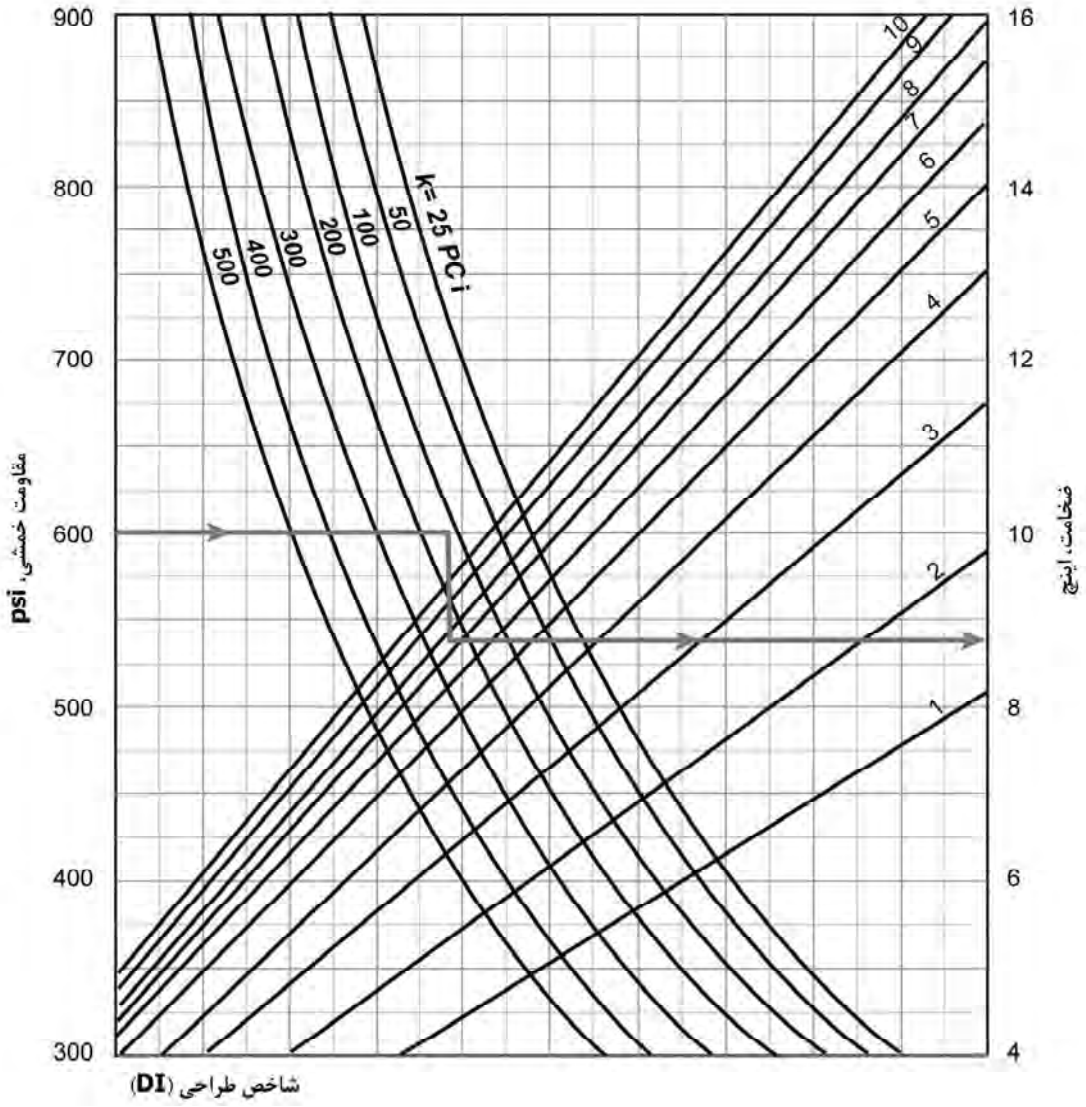
۲-۵-۲-۳- تعیین ضخامت روسازی

ضخامت روسازی بتن غلتکی با استفاده از نمودار طراحی مندرج در شکل (۲-۴۵) به‌دست می‌آید. این ضخامت تابعی از مقدار ترافیک، مقاومت خمشی بتن (ضریب گسیختگی بتن) و خصوصیات خاک بستر است.

چنانچه ضخامت به‌دست‌آمده از روی نمودار عدد رُندی نباشد، این عدد به ۱۰ میلی‌متر (۰/۵ اینچ) بالاتر گرد می‌شود.

حداقل ضخامت روسازی بتن غلتکی ۱۰ سانتی‌متر و حداکثر ضخامت بتن غلتکی که در یک لایه ریخته می‌شود، ۲۵ سانتی‌متر است.

85- Design Index (DI)



شکل ۲-۴۵- نمودار تعیین ضخامت روسازی بتن غلتکی به روش گروه مهندسان ارتش آمریکا

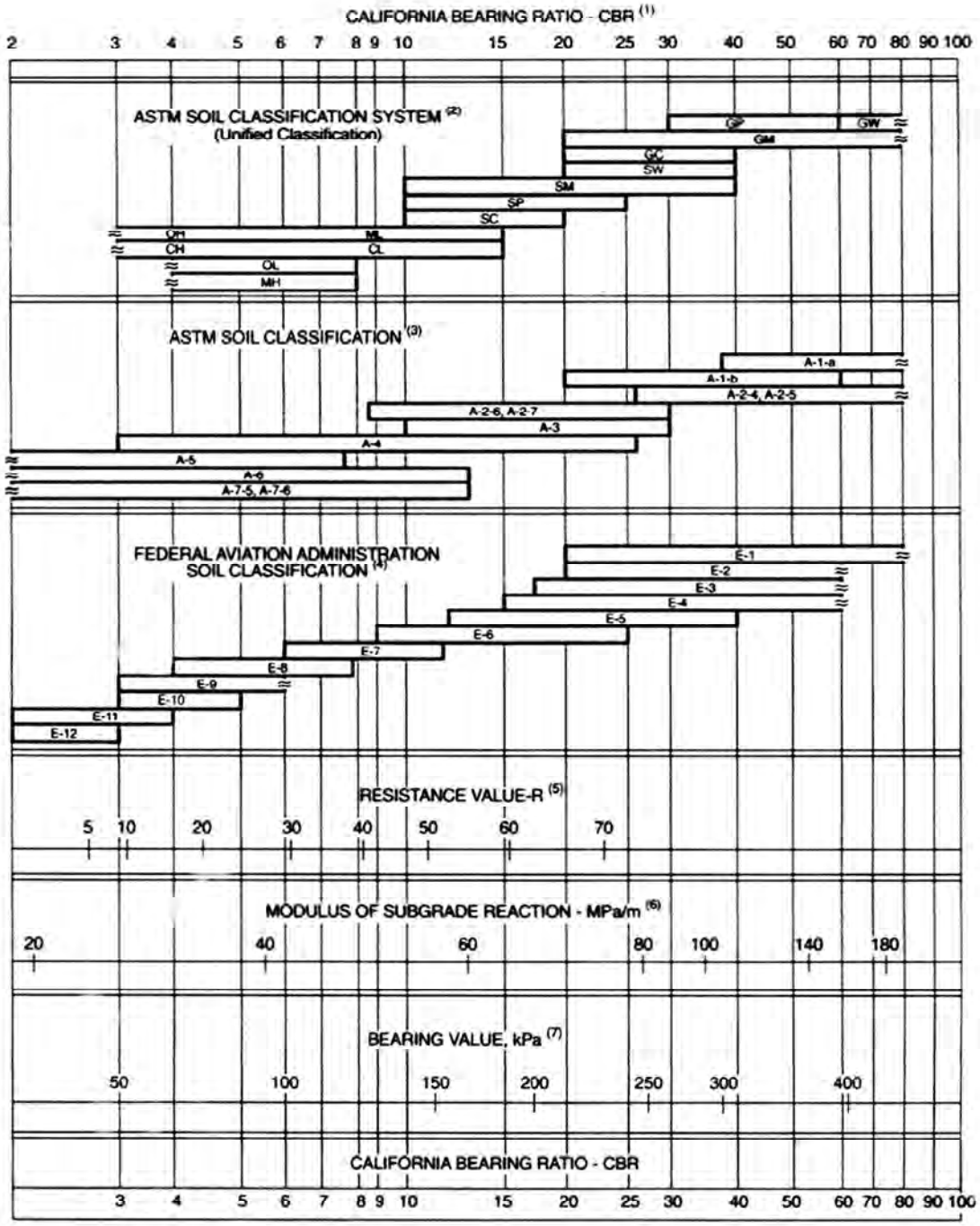
(۱in=۲۵/۴ mm ،۱psi=۶/۸۹ kPa ،۱pci=۱lb/in^3=./۲۷۱MN/m^3)

۲-۵-۲-۴- مقاومت بستر و زیراساس

خصوصیات بستر و لایه زیراساس سنگ‌دانه‌ای یا تثبیت‌شده که در اجرای روسازی بتنی غلتکی استفاده می‌شود، مانند خصوصیات متناظر در روسازی‌های بتنی متداول است.

به‌دلیل آنکه فرآیند انجام آزمایش صفحه بارگذاری زمان‌بر است و از طرفی انجام این آزمایش در مقایسه با برخی دیگر از آزمایش‌های تعیین مقاومت خاک، مستلزم هزینه بیشتر است؛ بنابراین معمولاً مقدار ضریب عکس‌العمل بستر (K) با استفاده از روابط موجود بین K و پارامتری که تعیین آن به طریق آزمایشگاهی راحت‌تر است (مانند آزمایش مقاومت باربری کالیفرنیا (CBR)) تخمین‌زده می‌شود (شکل ۲-۴۶).

چنانچه در ساختار روسازی از لایه زیراساس استفاده شود، در طراحی ضخامت روسازی از K افـزایش یافتـه اسـتفاده می‌گردد. در صورتی که زیراساس از نوع مصالح سنگ دانه‌ای (تثبیت نشـده) باشـد، مقـدار تقریبـی K افـزایش یافتـه را می‌توان از جدول (۲-۳۷) به‌دست آورد. همچنین مقادیر K طراحی در حالتی که از زیراسـاس تثبیـت شـده بـا سـیمان استفاده شده باشد، از جدول (۲-۳۸) تعیین می‌شود.



شکل ۲-۴۶- ارتباط بین طبقه‌بندی خاک با پارامترهای مقاومتی آن

جدول ۲-۳۷- مقدار K طراحی، در صورتی که از زیراساس سنگ‌دانه‌ای (تثبیت نشده) استفاده شود

مقدار K بستر (Pci)	ضخامت زیراساس (in)			
	۴	۶	۹	۱۲
	K طراحی (Pci)			
۵۰	۶۵	۷۵	۸۵	۱۱۰
۱۰۰	۱۳۰	۱۴۰	۱۶۰	۱۹۰
۲۰۰	۲۲۰	۲۳۰	۲۷۰	۳۲۰
۳۰۰	۳۲۰	۳۳۰	۳۷۰	۴۳۰

(۱in=۲۵/۴ mm ،۱pci=۱lb/in^3=./۲۷۱MN/m^3)

جدول ۲-۳۸- مقدار K طراحی، در صورتی که از زیراساس تثبیت شده با سیمان استفاده شود

مقدار K بستر (Pci)	ضخامت زیراساس تثبیت شده با سیمان (in)			
	۴	۶	۸	۱۰
	K طراحی (Pci)			
۵۰	۱۷۰	۲۳۰	۳۱۰	۳۹۰
۱۰۰	۲۸۰	۴۰۰	۵۲۰	۶۴۰
۲۰۰	۴۷۰	۶۴۰	۸۳۰	-

(۱in=۲۵/۴ mm ،۱pci=۱lb/in^3=./۲۷۱MN/m^3)

مثال:

با توجه به اطلاعات زیر، ضخامت روسازی بتن غلتکی را به روش گروه مهندسان ارتش ایالات متحده آمریکا محاسبه نمایید.

جاده در منطقه هموار قرار دارد، متوسط تعداد وسیله نقلیه عبوری در روز برابر ۲۰۰۰، تعداد کامیون عبوری در روز برابر ۱۰۰، مقاومت خمشی بتن غلتکی برابر ۴/۱MPa (۶۰۰psi) و ضریب عکس‌العمل بستر برابر ۵۴/۲MN/m^3 (۲۰۰pci) است.

حل: ابتدا ترافیک بر اساس تعداد وسیله نقلیه سواری مشخص می‌شود. با توجه به اینکه راه در منطقه هموار واقع شده است، طبق جدول (۲-۳۵)، هر وسیله نقلیه سنگین معادل ۲ وسیله نقلیه سواری است؛ بنابراین:

وسیله نقلیه سواری در روز $ADT=(2000-100)+100\times2=2100$

$$DHV = ADT \times 0.15 \Rightarrow DHV = 2100 \times 0.15 = 315$$

بنابراین، مطابق جدول (۲-۳۴)، راه در طبقه D قرار می‌گیرد.

$\frac{100}{2000} = 5\% < 10\% \Rightarrow$ ترافیک راه در طبقه ۲ قرار می‌گیرد

مطابق جدول (۲-۳۶)، مقدار شاخص طرح برابر ۲ خواهد شد.

در شکل (۲-۴۵) به ازای شاخص طرح برابر ۲، مقاومت خمشی برابر ۶۰۰psi و ضریب عکس‌العمل بستر برابر ۲۰۰pci، مقدار ضخامت رویه بتن غلتکی برابر ۵/۵ اینچ (۱۴ سانتی‌متر) به‌دست می‌آید.

۲-۵-۲-۵- طراحی روسازی بتن غلتکی به‌صورت چند لایه[۸۶]

حداکثر ضخامت رویه بتنی غلتکی که بتوان آن را به‌طور یکنواخت متراکم کرد به‌طوری که سطحی با شیب و همواری قابل قبول به‌دست آید، برابر ۲۵ سانتی‌متر است؛ بنابراین چنانچه ضخامت طراحی روسازی بتن غلتکی بیش از ۲۵ سانتی‌متر باشد، باید در دو یا چند لایه اجرا گردد. برای ایجاد سطحی هموار، تا حد امکان بالاترین لایه باید دارای حداقل ضخامت و ترجیحاً برابر یک سوم کل ضخامت روسازی باشد (کمتر از ۱۰ سانتی‌متر نباشد).

نوع چسبندگی ایجاد شده بین لایه‌ها، تابعی از ترتیب و زمان اجرای لایه‌ها است. به‌طور کلی سه نوع شرایط چسبندگی برای طراحی ضخامت روسازی بتن غلتکی در نظر گرفته می‌شود که عبارتند از: چسبندگی کامل[۸۷]، چسبندگی جزئی[۸۸] و بدون چسبندگی[۸۹].

چسبندگی کامل: اگر لایه‌ها ظرف مدت ۱ ساعت از یکدیگر، پخش و متراکم شوند و یا چنانچه یک لایه نازک دوغاب بین دو لایه متوالی اجرا گردد، می‌توان چسبندگی بین لایه‌ها را کامل در نظر گرفت. در این حالت تا هنگام پخش لایه دوم (بالایی)، سطح لایه اول (پایینی) باید تمیز و مرطوب نگه‌داشته شود و از غلتک چرخ لاستیکی نیز نباید استفاده گردد. در شرایط چسبندگی کامل، طرح ضخامت، مانند یک دال یکپارچه و بدون در نظر گرفتن هیچ درزی بین لایه‌ها انجام می‌گیرد (رابطه ۲-۲۸).

$$h_o = h_d - h_p \qquad (۲-۲۸)$$

که در آن h_d ضخامت کل طراحی روسازی بتن غلتکی با توجه به مقاومت خمشی لایه دوم (از شکل ۲-۴۵ به‌دست می‌آید)، h_p ضخامت لایه اول و h_o ضخامت لایه دوم است.

چسبندگی جزئی: چنانچه فاصله زمانی بین بتن‌ریزی و تراکم لایه‌های متوالی بیش از ۱ ساعت باشد، حالت چسبندگی جزئی در نظر گرفته می‌شود. تا هنگام پخش لایه بالایی، سطح لایه پایین‌تر باید تمیز و مرطوب نگه‌داشته شود. در این حالت طرح ضخامت به‌صورت یک روکش صلب روی اساس صلب با چسبندگی نسبی انجام می‌گیرد (رابطه ۲-۲۹).

$$h_o = \sqrt[1.4]{h_d^{1.4} - (\frac{h_d}{h_e} \times h_p)^{1.4}} \qquad (۲-۲۹)$$

86- Multilift pavements
87- Full bond
88- Partial bond
89- No bond

که در آن h_d ضخامت کل طراحی روسازی بتن غلتکی با توجه به مقاومت خمشی لایه دوم (از شکل ۲-۴۵ به‌دست می‌آید)، h_e طراحی ضخامت بتن غلتکی بر اساس الف) مقاومت خمشی لایه اول، ب) ضریب عکس‌العمل (k) مربوط به لایه زیر لایه اول (اساس/ زیراساس) و ج) شاخص طراحی مورد نیاز برای طراحی لایه دوم و h_p ضخامت لایه اول و h_o ضخامت لایه دوم است.

بدون چسبندگی: در حالتی که بین لایه‌ها از مواد پیوندزدا[۹۰] مانند ترکیبات عمل‌آوری یا امولسیون قیر استفاده شود، بین لایه‌ها چسبندگی در نظر گرفته نمی‌شود. در این حالت طراحی ضخامت به‌صورت طراحی روکش صلب روی اساس صلب بدون چسبندگی انجام می‌گردد (رابطه ۲-۳۰).

$$h_o = \sqrt{h_d^2 - (\frac{h_d}{h_e} \times h_p)^2} \qquad (۳۰-۲)$$

پارامترهای رابطه فوق، در رابطه قبل معرفی شده‌اند.

۲-۵-۳- طراحی روسازی بتنی غلتکی به روش انجمن سیمان پرتلند (PCA)

با توجه به اینکه روسازی بتن غلتکی یک نوع روسازی بتنی ساده درزدار بدون میلگرد انتقال بار است؛ بنابراین می‌توان برای طراحی روسازی بتن‌غلتکی راه‌ها، از نرم‌افزار یا ضوابط طراحی روسازی بتنی ساده درزدار (بدون میلگرد انتقال بار) استفاده کرد.

نحوه طراحی روسازی بتنی ساده درزدار در قسمت‌های قبلی ارائه گردید. همچنین طراحی روسازی بتنی ساده درزدار به روش PCA در پیوست این دستورالعمل توضیح داده است.

توصیه می‌شود برای تطابق بین نتایج حاصل از نرم‌افزارهای طراحی روسازی بتنی متداول (مانند StreetPave) با نرم‌افزارهای طراحی روسازی بتن غلتکی (مانند RCC-PAVE)، قابلیت اطمینان در نرم‌افزارهای طراحی روسازی بتنی متداول، ۵ درصد بیشتر لحاظ شود.

۲-۵-۴- طراحی روسازی بتن غلتکی به روش ACI

برای طراحی روسازی بتن غلتکی راه‌ها به روش ACI از جدول‌های (۲-۳۹) و (۲-۴۰) استفاده می‌شود. در این جدول‌ها عمر طراحی برابر ۳۰ سال در نظر گرفته شده است. جدول (۲-۴۱) نیز طبقه‌بندی ترافیک در روش ACI را نشان می‌دهد.

90- Bond breaker

جدول ۲-۳۹- ضخامت روسازی بتن غلتکی (برحسب اینچ)؛ دارای جدول، جوی یا شانه‌های متصل* (دارای لبه‌های متکی[۹۱])

طبقه‌بندی ترافیک		k=۱۰۰ Pci					k=۵۰ Pci				
		MR (psi)					MR (psi)				
		۷۰۰	۶۵۰	۶۰۰	۵۵۰	۴۹۰	۷۰۰	۶۵۰	۶۰۰	۵۵۰	۴۹۰
مسکونی با ترافیک سبک	ADTT**=۳	۵	۵	۵	۵	٦	۵	۵	٦	٦	٦
مسکونی	ADTT=۱۰	5	5	6	6	۷	6	6	6	۷	۷
	ADTT=۲۰	5	5	6	6	۷	6	6	6	۷	۷
	ADTT=۵۰	5	6	6	6	۷	6	6	6	۷	۷
جمع‌کننده	ADTT=۵۰	6	6	۷	۷	8	۷	۷	۷	8	8
	ADTT=۱۰۰	6	۷	۷	۷	8	۷	۷	8	8	9
	ADTT=۵۰۰	7	۷	7	8	8	8	8	8	8	9
شریانی فرعی	ADTT=۱۰۰	7	7	7	8	8	8	8	8	8	9
	ADTT=۵۰۰	7	۷	7	8	9	8	8	8	9	9
شریانی اصلی	ADTT=۴۰۰	7	8	8	9	9	9	8	9	9	10
	ADTT=۸۰۰	8	8	8	9	9	9	9	9	10	10
	ADTT=۱۵۰۰	9	9	9	10	10	10	10	10	10	11
تجاری	ADTT=۳۰۰	6	7	7	8	8	7	7	8	8	9
	ADTT=۷۰۰	7	7	7	8	8	8	8	8	9	9
صنعتی	ADTT=۴۰۰	7	8	8	9	9	8	8	9	9	10
	ADTT=۸۰۰	8	8	9	9	9	9	9	9	10	10

طبقه‌بندی ترافیک		k=۳۰۰ Pci					k=۲۰۰ Pci				
		MR (psi)					MR (psi)				
		۷۰۰	۶۵۰	۶۰۰	۵۵۰	۴۹۰	۷۰۰	۶۵۰	۶۰۰	۵۵۰	۴۹۰
مسکونی با ترافیک سبک	ADTT=۳	4	4	4	5	5	4	4	5	5	5
مسکونی	ADTT=۱۰	4	5	5	5	6	5	5	5	5	6
	ADTT=۲۰	4	5	5	5	6	6	5	5	6	6
	ADTT=۵۰	5	5	5	5	6	6	5	5	6	6
جمع‌کننده	ADTT=۵۰	5	6	6	6	7	7	6	6	7	7
	ADTT=۱۰۰	5	6	6	6	7	7	6	6	7	7
	ADTT=۵۰۰	6	6	6	7	7	8	7	7	6	6
شریانی فرعی	ADTT=۱۰۰	6	6	6	7	7	8	7	7	6	6
	ADTT=۵۰۰	7	7	7	7	7	8	7	7	7	7
شریانی اصلی	ADTT=۴۰۰	7	7	7	8	7	8	8	7	7	8
	ADTT=۸۰۰	7	7	7	8	8	9	8	8	7	7
	ADTT=۱۵۰۰	8	8	8	8	8	9	8	8	8	8
تجاری	ADTT=۳۰۰	6	6	6	7	7	7	7	7	6	6
	ADTT=۷۰۰	6	6	6	7	7	8	7	7	7	7
صنعتی	ADTT=۴۰۰	7	7	7	8	7	8	8	7	7	8
	ADTT=۸۰۰	7	7	7	8	8	9	8	8	7	9

(۱in=۲۵/۴ mm ،۱psi=۶/۸۹ kPa ،۱pci=۱lb/in^3=۰/۲۷۱MN/m^3)

* این جدول هنگامی قابل استفاده است که شانه راه نیز از نوع بتن غلتکی باشد و درز بین سواره‌رو و شانه به‌صورت یک درز تازه باشد نه درز سرد.

** متوسط ترافیک روزانه کامیون در دو جهت (Daily Truck Traffic Average)

91- Supported edges

جدول ۲-۴۰- ضخامت روسازی بتن غلتکی (برحسب اینچ)؛ بدون جدول، جوی یا شانه‌های متصل (بدون لبه‌های متکی[۹۲])

طبقه‌بندی ترافیک		k=۱۰۰ Pci					k=۵۰ Pci				
		MR (psi)					MR (psi)				
		۷۰۰	۶۵۰	۶۰۰	۵۵۰	۴۹۰	۷۰۰	۶۵۰	۶۰۰	۵۵۰	۴۹۰
مسکونی با ترافیک سبک	ADTT*=۳	5	6	6	6	7	6	6	7	7	7
مسکونی	ADTT=۱۰	6	6	7	7	7	6	7	7	8	8
	ADTT=۲۰	6	6	7	7	8	7	8	8	8	8
	ADTT=۵۰	6	7	7	7	8	7	8	8	8	8
جمع‌کننده	ADTT=۵۰	7	7	8	8	9	8	8	9	9	10
	ADTT=۱۰۰	7	8	8	8	9	8	8	9	9	10
	ADTT=۵۰۰	8	8	8	9	10	9	8	9	10	11
شریانی فرعی	ADTT=۱۰۰	8	8	8	9	10	9	8	9	10	11
	ADTT=۵۰۰	8	8	9	9	10	9	9	10	10	11
شریانی اصلی	ADTT=۴۰۰	8	9	9	10	11	10	9	10	10	12
	ADTT=۸۰۰	9	9	10	10	11	10	10	11	11	12
	ADTT=۱۵۰۰	10	10	10	10	11	10	11	11	12	12
تجاری	ADTT=۳۰۰	7	8	8	9	9	9	8	9	10	10
	ADTT=۷۰۰	8	8	9	9	10	9	9	9	10	11
صنعتی	ADTT=۴۰۰	8	9	9	10	11	10	9	10	11	12
	ADTT=۸۰۰	9	9	10	10	11	10	10	11	12	12
طبقه‌بندی ترافیک		k=۳۰۰ Pci					k=۲۰۰ Pci				
		MR (psi)					MR (psi)				
		۷۰۰	۶۵۰	۶۰۰	۵۵۰	۴۹۰	۷۰۰	۶۵۰	۶۰۰	۵۵۰	۴۹۰
مسکونی با ترافیک سبک	ADTT=۳	5	5	5	6	7	6	6	5	6	6
مسکونی	ADTT=۱۰	5	5	6	7	7	6	6	7	7	7
	ADTT=۲۰	5	6	6	7	8	7	7	6	7	7
	ADTT=۵۰	5	6	6	7	8	7	7	6	7	7
جمع‌کننده	ADTT=۵۰	6	6	7	8	9	8	8	7	8	8
	ADTT=۱۰۰	6	6	7	8	9	8	8	7	8	8
	ADTT=۵۰۰	7	7	7	9	10	9	8	8	9	9
شریانی فرعی	ADTT=۱۰۰	7	7	7	9	10	9	8	8	9	9
	ADTT=۵۰۰	7	7	8	9	10	9	9	9	10	10
شریانی اصلی	ADTT=۴۰۰	7	8	8	10	11	10	9	9	10	10
	ADTT=۸۰۰	8	8	9	10	11	10	10	10	11	11
	ADTT=۱۵۰۰	9	9	9	10	11	10	11	11	11	11
تجاری	ADTT=۳۰۰	7	7	7	8	9	9	8	8	9	9
	ADTT=۷۰۰	7	7	7	8	10	9	9	9	9	10
صنعتی	ADTT=۴۰۰	7	8	8	10	11	10	9	9	10	10
	ADTT=۸۰۰	8	8	8	10	11	10	10	10	10	10

* متوسط ترافیک روزانه کامیون در دو جهت (Daily Truck Traffic Average)

92- Unsupported edges

جدول ۲-۴۱- طبقه‌بندی ترافیک در روش ACI

طبقه‌بندی ترافیک	تعداد وسیله نقلیه در روز یا ترافیک متوسط روزانه (در دوجهت)	وسایل نقلیه تجاری سنگین (دو محور، شش چرخ و بیشتر)	
		درصد	تعداد در روز
مسکونی سبک	۲۰۰	۱-۲	۲-۴
مسکونی	۲۰۰-۱۰۰۰	۱-۲	۲-۴
جمع کننده	۱۰۰۰-۸۰۰۰	۳-۵	۵۰-۵۰۰
شریانی فرعی	۴۰۰۰-۱۵۰۰۰	۱۰	۳۰۰-۶۰۰
شریانی اصلی	۴۰۰۰-۳۰۰۰۰	۱۵-۲۰	۷۰۰-۱۵۰۰
تجاری	۱۱۰۰۰-۱۷۰۰۰	۴-۷	۴۰۰-۷۰۰
صنعتی	۲۰۰۰-۴۰۰۰	۱۵-۲۰	۳۰۰-۸۰۰

مثال:

با توجه به اطلاعات مندرج در مثال مربوط به روش گروه مهندسان ایالات متحده آمریکا، ضخامت روسازی بتن غلتکی را به روش ACI محاسبه نمایید. فرض می‌شود شانه روسازی بتن غلتکی به‌صورت متصل با قسمت سواره رو اجرا گردد.

حل: با توجه به اینکه تعداد وسیله نقلیه عبوری در روز برابر ۲۰۰۰ و ترافیک کامیون ۵ درصد ترافیک وسایل نقلیه را تشکیل می‌دهد (۱۰۰/۲۰۰۰=۰/۰۵)؛ بنابراین طبق جدول (۲-۴۱) راه مورد نظر، از نوع جمع کننده محسوب می‌شود. در جدول (۲-۳۹)، به ازای ترافیک از نوع جمع کننده (عبور ۱۰۰ کامیون)، ضریب عکس‌العمل بستر برابر ۲۰۰pci و مقاومت خمشی (ضریب گسیختگی) بتن غلتکی برابر ۶۰۰psi، مقدار ضخامت روسازی بتن غلتکی برابر ۶ اینچ (۱۵ سانتی‌متر) به‌دست می‌آید.

۲-۵-۵- طراحی روسازی بتن غلتکی راه‌ها به روش آشتو

با توجه به اینکه روسازی بتن غلتکی را می‌توان از جمله روسازی‌های بتنی ساده درزدار بدون میلگرد انتقال بار محسوب کرد؛ بنابراین می‌توان برای طراحی این نوع روسازی از نرم‌افزار یا ضوابط طراحی روسازی بتنی ساده درزدار (بدون میلگرد انتقال بار) استفاده کرد. توصیه می‌شود برای تطابق بین نتایج حاصل از نرم‌افزارهای طراحی روسازی بتنی متداول (مانند WinPAS که برای طراحی روسازی بتنی معمولی به روش AASHTO-1993 استفاده می‌شود) با نرم‌افزارهای طراحی روسازی بتن غلتکی (مانند RCC-PAVE)، قابلیت اطمینان در نرم‌افزارهای طراحی روسازی بتنی متداول، ۵ درصد بیشتر لحاظ می‌شود.

برای طراحی روسازی بتنی ساده درزدار به روش آشتو می‌توان از مطالب مندرج در بخش‌های قبلی (بندهای ۲-۱-۱ تا ۲-۱-۳) استفاده کرد.

۲-۵-۶- انتخاب روش مناسب برای طراحی روسازی بتن غلتکی

روش مناسب برای طراحی روسازی بتن غلتکی وابسته به کاربرد این نوع روسازی است؛ به عبارت دیگر نوع کاربرد روسازی بتن غلتکی معمولاً تعیین کننده سطح پیچیدگی مورد نیاز برای طراحی و اجرای آن است. برای انتخاب روش مناسب طراحی روسازی بتن غلتکی می‌توان به‌عنوان راهنمایی از جدول (۲-۴۲) استفاده کرد.

جدول ۲-۴۲- پیشنهاد روش مناسب برای طراحی روسازی بتن غلتکی

ردیف	محل کاربرد روسازی بتن غلتکی	روش پیشنهادی	توضیحات
۱	بنادر و محوطه‌های صنعتی با بار سنگین	- گروه مهندسان ارتش ایالات متحده آمریکا - استفاده از نرم‌افزار *RCC-PAVE	سرعت وسایل نقلیه در این مناطق معمولاً کمتر از ۵۰ کیلومتر در ساعت است.
۲	محوطه‌های صنعتی با بار سبک (مانند محوطه‌های خودروسازی)	- استفاده از جداول طراحی ACI (برای ترافیک ترکیبی) - نرم‌افزار **StreetPave (برای ترافیک ترکیبی) - نرم‌افزار ***WinPAS (برای ترافیک ترکیبی) - گروه مهندسان ارتش ایالات متحده آمریکا - استفاده از نرم‌افزار *RCC-PAVE	سرعت وسایل نقلیه در این مناطق معمولاً کمتر از ۵۰ کیلومتر در ساعت است.
۳	محوطه‌های فرودگاهی (مانند نواحی تعمیر و پارکینگ (اپرون) هواپیما)	- گروه مهندسان ارتش ایالات متحده آمریکا - استفاده از نرم‌افزار *RCC-PAVE - استفاده از جداول طراحی ACI (برای ترافیک ترکیبی) - نرم‌افزار **StreetPave (برای ترافیک ترکیبی) - نرم‌افزار ***WinPAS (برای ترافیک ترکیبی)	
۴	خیابان‌های شریانی	- استفاده از جداول طراحی ACI (برای ترافیک	- معمولاً به دلیل سرعت نسبتاً بالا در این مناطق، از یک لایه آسفالت گرم به ضخامت ۴ تا ۶ سانتی‌متر روی بتن غلتکی

		ترکیبی) - نرم‌افزار StreetPave** (برای ترافیک ترکیبی) - نرم‌افزار WinPAS*** (برای ترافیک ترکیبی)	استفاده می‌شود. - چنانچه ضخامت روسازی بیشتر از ۲۵ سانتی‌متر باشد، یک گزینه مناسب استفاده از بتن غلتکی به‌عنوان لایه اساس و اجرای یک روکش بتنی غیرچسبنده روی آن است.
۵	خیابان‌های محلی	- استفاده از جداول طراحی ACI (برای ترافیک ترکیبی) - نرم‌افزار StreetPave** (برای ترافیک ترکیبی) - نرم‌افزار WinPAS*** (برای ترافیک ترکیبی)	چنانچه سرعت وسایل نقلیه بیش از ۵۰ کیلومتر در ساعت باشد، از فینیشرهای ایجاد کننده چگالی زیاد یا عملیات سایش روسازی[۹۳] استفاده می‌شود. گزینه دیگر در این زمینه استفاده از آسفالت گرم روی بتن غلتکی است.
۶	تعریض و شانه‌سازی	- معمولاً از ضوابط مربوط به طراحی روسازی خطوط سواره‌رو استفاده می‌شود. - استفاده از جداول طراحی ACI (برای ترافیک ترکیبی) - نرم‌افزار StreetPave** (برای ترافیک ترکیبی) - نرم‌افزار WinPAS*** (برای ترافیک ترکیبی)	در موارد مربوط به تعریض، روی سطح بتن غلتکی، عملیات سایش انجام می‌شود یا از یک لایه آسفالت نازک یا روکش بتنی استفاده می‌گردد.
۷	راه‌های با سرعت ترافیک بالا (راه‌های اصلی، بزرگراه و آزدراه)	- استفاده از راهنمای طراحی روسازی1998 AASHTO 1993, - استفاده از روش مکانیستیک تجربی آشتو (AASHTO M-EPDG) - نرم‌افزار StreetPave** (برای ترافیک ترکیبی) - نرم‌افزار WinPAS*** (برای ترافیک ترکیبی)	- در این نوع راه‌ها، بتن غلتکی به‌عنوان لایه اساس عمل کرده و روی آن از بتن معمولی یا آسفالت گرم استفاده می‌شود. چنانچه مد نظر باشد روی بتن غلتکی از بتن معمولی استفاده شود، برای فراهم نمودن شرایط حرکت جداگانه در لایه‌ها از یک پیوندزدا (مانند آسفالت نازک یا ژئوتکستایل) روی بتن غلتکی استفاده می‌گردد.

* این نرم‌افزار بر اساس روش طراحی PCA برای روسازی بتن غلتکی محوطه‌های صنعتی (PCA-1987) است.

** این نرم افزار بر اساس روش طراحی PCA برای روسازی بتنی خیابان‌ها و راه‌ها (PCA-1984) است.

*** این نرم‌افزار بر اساس روش AASHTO-1993 است.

93- Diamond grinding

۲-۵-۷- خصوصیات مقاومتی بتن غلتکی

خصوصیات مقاومتی بتن غلتکی شباهت زیادی با بتن معمولی دارد. این خصوصیات به مقدار آب، نسبت آب به سیمان، کیفیت سنگ‌دانه‌ها و میزان تراکم بتن بستگی دارد. به‌طور کلی مقاومت فشاری و خمشی بتن غلتکی می‌تواند در حد مقاومت بتن معمولی باشد.

۲-۵-۷-۱- مقاومت فشاری

مقاومت فشاری بتن غلتکی معمولاً بین ۲۸ تا ۴۰ مگاپاسکال است. مقاومت فشاری مشخصه ۲۸ روزه بتن غلتکی نباید کمتر از ۲۵ مگاپاسکال باشد.

۲-۵-۷-۲- مقاومت خمشی (ضریب گسیختگی)

مقاومت خمشی (ضریب گسیختگی) بتن غلتکی، بسته به طرح مخلوط، معمولاً بین ۳/۵ تا ۷ مگاپاسکال است. بر اساس آزمایش روی گمانه‌ها و تیرچه‌های تهیه شده از مقاطع آزمایشی می‌توان گفت رابطه بین مقاومت فشاری و مقاومت خمشی بتن غلتکی شبیه رابطه متناظر در بتن معمولی است (رابطه ۲-۳۱).

$$S_c = 9\sqrt{f_c} \quad \text{تا} \quad 11\sqrt{f_c}$$ (۲-۳۱-الف) (S_c و f_c برحسب psi)

$$S_c = 0.75\sqrt{f_c} \quad \text{تا} \quad 0.92\sqrt{f_c}$$ (۲-۳۱-ب) (S_c و f_c برحسب MPa)

که در آن، f_c مقاومت فشاری نمونه‌های استوانه‌ای استاندارد (به قطر ۱۵ سانتی‌متر و ارتفاع ۳۰سانتی‌متر) و S_c مقاومت خمشی (ضریب گسیختگی) بتن غلتکی است.

۲-۵-۷-۳- ضریب الاستیسیته

آزمایش‌های انجام شده روی گمانه‌های تهیه شده از مقاطع آزمایشی نشان می‌دهد، چنانچه مقدار سیمان در بتن غلتکی و بتن معمولی برابر باشد، ضریب الاستیسیته بتن غلتکی مساوی یا کمی بیشتر از ضریب الاستیسیته بتن معمولی است. ضریب الاستیسیته بتن را می توان با انجام آزمایش مطابق استاندارد ASTM C469 یا رابطه (۲-۳۲) به‌دست آورد.

$$E_c = 57000\sqrt{f_c}$$ (۲-۳۲-الف) (E_c و f_c برحسب psi)

$$E_c = 4770\sqrt{f_c}$$ (۲-۳۲-ب) (E_c و f_c برحسب MPa)

که در آن، E_c ضریب الاستیسیته بتن و f_c مقاومت فشاری نمونه‌های استوانه‌ای بتن است. مقاومت فشاری بتن غلتکی را می‌توان بر اساس استاندارد AASHTO T22 (ASTM C39) به‌دست آورد.

۲-۵-۷-۴- مقاومت خستگی

بررسی‌های موجود نشان می‌دهد مقاومت خستگی بتن غلتکی شبیه مقاومت خستگی بتن معمولی است.

۲-۵-۷-۵- مقاومت چسبندگی[۹۴] بین لایه‌های بتن غلتکی

با فرض مقدار مشخصی برای ضخامت روسازی بتن غلتکی، ظرفیت باربری روسازی‌های بتن غلتکی که بین لایه‌های متوالی آن چسبندگی جزئی وجود داشته باشد یا چسبندگی نباشد، کمتر از ظرفیت باربری روسازی‌های بتن غلتکی است که بین لایه‌های آن چسبندگی کامل وجود داشته باشد. معمولاً اگر فاصله زمانی بین پخش لایه‌های متوالی بتن غلتکی کمتر از یک ساعت باشد، مقاومت چسبندگی مناسبی بین لایه‌های آن ایجاد می‌شود. البته در شرایط آب و هوای گرم پخش لایه‌ها باید با سرعت بیشتری انجام شود. به‌منظور کنترل چسبندگی بین لایه‌ها بهتر است گمانه‌های گرفته شده از محل اجرای روسازی بتن غلتکی، بررسی شوند.

۲-۵-۷-۶- مقاومت در برابر یخبندان و ذوب یخ

بررسی‌ها نشان می‌دهد بتن غلتکی مقاومت خوبی در شرایط آب و هوایی سخت دارد. در بتن غلتکی که دارای مصالح سنگی با دانه‌بندی خوب باشد و به نحو مناسبی نیز متراکم شده باشد، طرح مخلوط صحیح، منجر به توزیع مناسب فضای خالی (هوا) در مخلوط بتن شده و مقاومت آن در برابر یخ‌بندان و ذوب یخ را تضمین می‌کند.

۲-۵-۸- طراحی درز در روسازی‌های بتن غلتکی

بتن غلتکی نیز مانند بتن معمولی دارای انواع درز اجرایی و انقباضی است. درزهای اجرایی که خود به دو نوع عرضی و طولی تقسیم می‌شوند، برای روسازی بتن غلتکی اجتناب‌ناپذیر هستند.

۲-۵-۸-۱- انتقال بار (بازدهی درز[۹۵])

برای انتقال کامل بار، بهترین روش استفاده از میلگرد یا داول است ولی در بتن غلتکی بدلیل اینکه مسلح کردن رایج نبوده و عموما بسیار پر هزینه است. در روسازی‌های بتن غلتکی، انتقال بار تحت تأثیر قفل و بست سنگ‌دانه‌ای یا به عبارتی اصطکاک بین سطوح قائم درز یا ترک است. بازدهی درز یا ترک عبارت است از نسبت حداکثر افت و خیز[۹۶] حاصل از اِعمال بار قائم در یک طرف درز به حداکثر افت و خیز در طرف دیگر درز (بارگذاری نشده). بازدهی درز برابر ۱۰۰ درصد به معنی آن است که در اثر اِعمال بار در یک طرف درز یا ترک، میزان افت و خیز ایجاد شده در دو طرف درز یا ترک به یک اندازه است؛ به عبارت دیگر قفل و بست سنگ‌دانه‌ای و اصطکاک برابر ۱۰۰ درصد است. از طرفی،

94- Bond strength
95- Joint efficiency

بازدهی درز برابر صفر درصد، به این معنی است که در اثر اِعمال بار بر دال واقع در یک طرف درز، دال موجود در طرف دیگر درز (دال بارگذاری نشده) افت و خیز نداشته و در نتیجه قفل و بست سنگ‌دانه‌ای و اصطکاک صفر درصد است.

نتایج آزمایش‌های انجام شده، نشان می‌دهد مقدار بازدهی درز در روسازی‌های بتن غلتکی بین ۲۲ تا ۸۹ درصد است. عواملی مانند تردد بارهای سنگین، کوچک بودن اندازه سنگ‌دانه‌های درشت، آب و هوای سرد و افزایش میزان بازشدگی درز یا ترک، باعث کاهش بازدهی درز می‌شوند.

۲-۵-۸-۲- درزهای اجرایی طولی و عرضی

به‌منظور کنترل وقوع ترک‌های تصادفی و ایجاد فواصل نسبتاً منظم در وقوع ترک‌های ریز در روسازی‌های بتنی، درزهای اجرایی طولی و عرضی با ایجاد برش در روسازی بتن غلتکی تعبیه می‌شوند. با توجه به اینکه مقدار آب و سیمان در بتن غلتکی کمتر از بتن معمولی است، در نتیجه جمع‌شدگی[۹۷] و عرض ترک نیز کاهش می‌یابد. چنانچه روسازی بتن غلتکی در معرض آب و هوای سرد و به‌طور کلی در معرض تغییرات شدید دمایی باشد، استفاده از درزهای اجرایی ضروری به نظر می‌رسد.

به‌طور کلی مزایای ایجاد درزهای اجرایی در روسازی‌های بتن غلتکی عبارتند از:

- کنترل ترک‌های تصادفی؛
- سهولت در درزگیری (در مقایسه با ترک‌های تصادفی) به‌خصوص هنگامی که موضوع زیبایی سطح راه مد نظر باشد یا پتانسیل خردشدگی درز وجود داشته باشد؛
- انفصال سازه‌هایی نظیر آدم‌رو[۹۸] از روسازی بتن غلتکی؛
- در صورت استفاده از سیستم برش، عرض برش کم خواهد شد و در نتیجه به درزگیری نیاز نخواهد بود. این نوع برش معمولا ۳ تا ۷ ساعت پس از تراکم نهایی بتن غلتکی با اره کردن، صورت می‌گیرد مگر آنکه با توجه به شرایط اقلیمی، طرح مخلوط و زمان گیرش بتن، ناظر نظر دیگری داشته باشد. عمق برش زودهنگام نیز مستقل از ضخامت روسازی بتن غلتکی، بین ۲۵ تا ۳۲ میلی‌متر است.

عمق برش درزهای طولی و عرضی در روسازی‌های بتن غلتکی برابر $\frac{۱}{۴}$ ضخامت روسازی بتن غلتکی در نظر گرفته می‌شود. در روسازی‌های بتن غلتکی که ضخامت آنها کمتر از ۱۸ سانتی‌متر است، فاصله درزهای انقباضی عرضی معمولاً ۶ تا ۸ متر و فاصله مناسب بین درزهای انقباضی طولی معمولا بین ۵ تا ۷ متر است.

۲-۵-۸-۳- درزهای انقطاع و انبساط[۹۹]

96- Deflection
97- Shrinkage
98- Manhole
99- Isolation and expansion joints

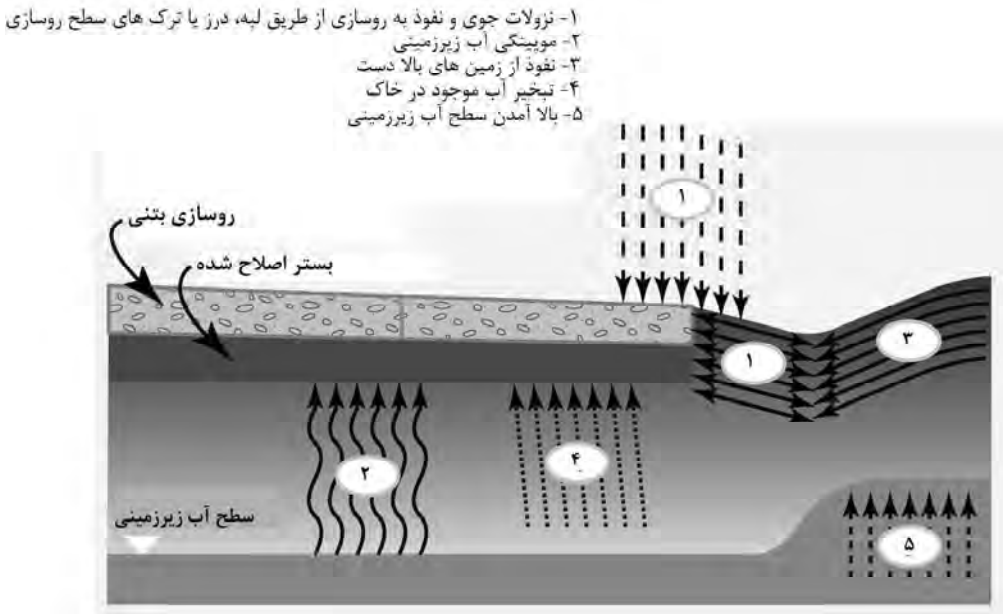
هدف از تعبیه درزهای انقطاع/ انبساط آن است که امکان حرکت آزادانه و مستقل قائم و افقی بین روسازی بتنی و سازه‌های مجاور یا بین دو مقطع روسازی فراهم شود ولی به هر صورت استفاده از این درزها در بتن غلتکی به طور معمول استفاده نمی‌شود.

از درزهای انقطاع برای ایجاد انفصال بین روسازی بتن غلتکی و سازه‌هایی نظیر پی ساختمان‌ها، جوی‌ها، آدم‌روها و پیاده‌روها استفاده می‌شود. نحوه ایجاد درز انقطاع در روسازی‌های بتن غلتکی مانند موارد متناظر در بتن‌های معمولی است.

۲-۶- زهکشی در روسازی‌های بتنی

در فرآیند طراحی و اجرای روسازی در نظر گرفتن سیستم زهکشی مناسب، تأثیر قابل ملاحظه‌ای در عملکرد روسازی دارد؛ زیرا سیستم زهکشی مناسب منجر به خروج سریع آب و همچنین کاهش اثرات مخرب ناشی از وجود آب می‌گردد. خرابی‌هایی مانند تابیدگی، مکش (پامپینگ)، پلکانی شدن، شکستگی گوشه، شن‌زدگی، سوراخ‌شدگی (روسازی‌های بتنی مسلح پیوسته) و ترک‌خوردگی D-شکل از جمله خرابی‌ها در روسازی‌های بتنی هستند که می‌تواند ناشی از وجود آب زیاد در سازه روسازی باشد.

منابع آب نفوذی به روسازی عبارتند از: نزولات جوی، آب‌های زیرزمینی، آب‌های ناشی از تراوش (مویینگی)، آب‌های ناشی از چشمه‌های فعال در زمین‌های بالادست، مجاور و زیر بدنه راه (شکل ۲-۴۷).



شکل ۲-۴۷- منابع آب نفوذی به روسازی بتنی

به‌طور کلی سیستم‌های زهکشی در دو گروه زهکشی سطحی[100] و زهکشی زیرسطحی[101] (که شامل زهکشی سازه‌ای[102] و زهکشی آب‌های زیرزمینی[103] می‌باشد) تقسیم می‌شوند.

هدف اصلی از زهکشی سطحی تخلیه سریع و مناسب آب‌های سطحی می‌باشد. زهکشی زیرسطحی نیز مجموعه اقدامات برای تخلیه آب‌های نفوذی به جسم راه و همچنین پیش‌بینی تدابیری در مواجهه با آب‌های زیرزمینی را شامل می‌شود.

تخلیه سریع آب با استفاده از زهکشی سطحی مناسب منجر به ایجاد ایمنی و استفاده قابل قبول کاربران از راه (جلوگیری از جمع‌شدگی آب و پاشش آب) خواهد شد و همچنین میزان نفوذ آب به داخل روسازی را به حداقل می‌رساند. سیستم زهکشی زیرسطحی مناسب نیز با خارج نمودن آب نفوذی به روسازی و یا پایین آوردن سطح آب زیرزمینی، اثرات مخرب آب بر لایه‌های روسازی را به حداقل می‌رساند و عمر بهره‌برداری روسازی را افزایش می‌دهد.

به‌طور کلی اصول طراحی و اجرای زهکش برای روسازی‌های بتنی مانند طراحی و اجرای زهکش در روسازی‌های آسفالتی است؛ بنابراین برای طراحی زهکشی سطحی و یا زیرسطحی روسازی‌های بتنی می‌توان از مطالب مندرج در فصل دهم آیین‌نامه طرح هندسی راه‌های ایران (نشریه شماره ۴۱۵ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور)، راهنمای طرح و اجرای لایه‌های روسازی با زهکش مناسب (نشریه شماره ۳۶۶ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور) و فصل یازدهم مشخصات فنی عمومی راه (نشریه شماره ۱۰۱ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور) استفاده کرد.

100- Surface drainage
101- Subsurface drainage
102- Structural drainage
103- Ground water drainage

فصل سوم

اجرا

۳-۱- بستر روسازی

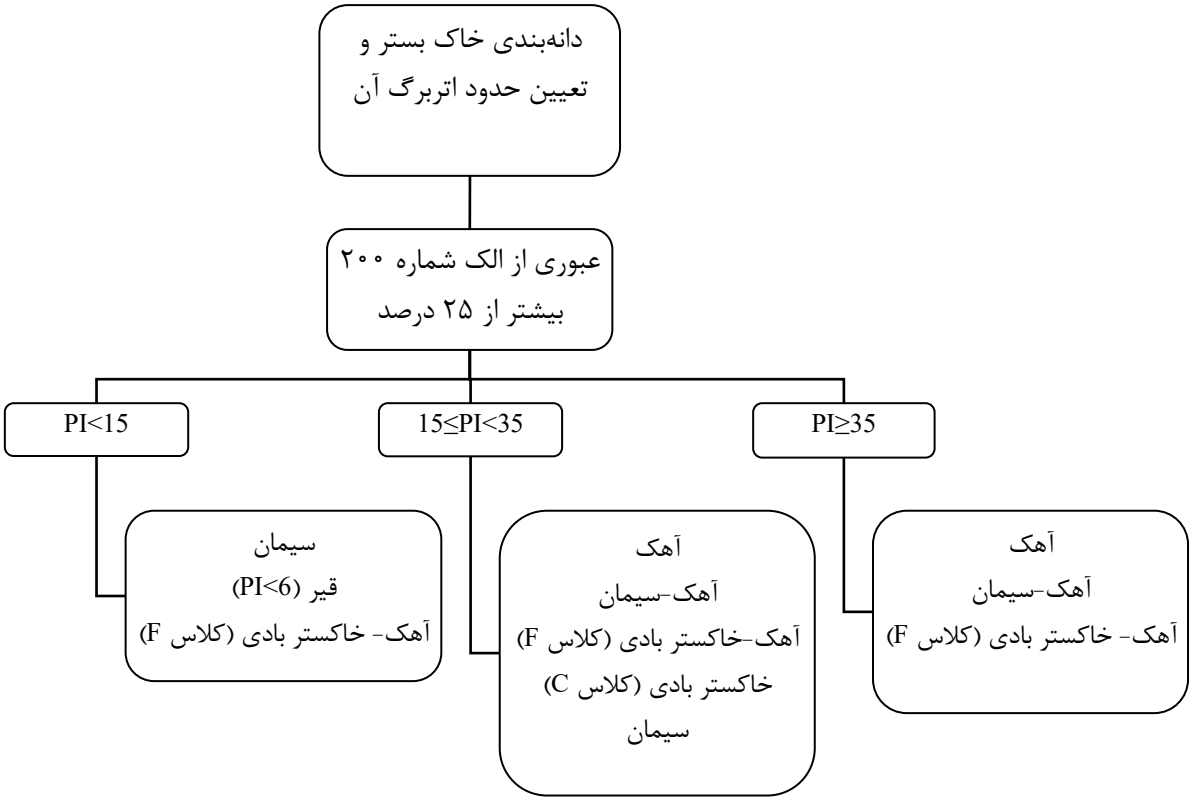
بستر روسازی راه[1] سطح آخرین لایه متراکم شده خاکریزها، خاکبرداری‌ها و یا زمین طبیعی موجود و یا اصلاح شده است. بستر روسازی که نهایتاً پی روسازی راه محسوب می‌شود، کلیه بارهای وارده ناشی از جسم روسازی و وسایل نقلیه روی آن را تحمل می‌کند.

بستر روسازی راه برحسب آن‌که در خاکریزی، خاکبرداری و یا راه موجود باشد، به‌شرح زیر آماده می‌شود:

۳-۱-۱- آماده‌سازی بستر در خاکریزی‌ها

برای آماده‌سازی بستر روسازی راه در خاکریزی، دو قشر نهایی خاکریز با ضخامت حداقل ۳۰ سانتی‌متر از خاک‌های A-1 تا A-۷ که در طبقه‌بندی آشتو قرار گرفته‌اند، انتخاب و در تمام عرض راه پخش می‌شود و پس از آب‌پاشی و شیب‌بندی طبق مشخصات این فصل (بند ۳-۱-۴)، کوبیده و آماده می‌گردد. برای راه‌های با ترافیک سنگین ($ESAL > ۱۰^{۷}$) سه قشر نهایی با ضخامت حداقل ۴۵ سانتی‌متر از نوع خاک‌های A-1 و یا A-2 آشتو انتخاب می‌شود و یا اینکه مصالح موجود با استفاده از مواد تثبیت کننده نظیر آهک، سیمان و یا قیر، حداقل در دو لایه به ضخامت ۳۰ سانتی‌متر تقویت می‌شود. به‌منظور انتخاب ماده تثبیت کننده می‌توان از فلوچارت مندرج در شکل (۱-۳) استفاده کرد. همچنین برای طرح تثبیت با مواد تثبیت‌کننده می‌توان از دستورالعمل‌های معتبر از جمله «دستورالعمل تثبیت لایه‌های خاکریز و روسازی راه‌ها (نشریه شماره ۲۶۸ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور)» استفاده کرد.

1- Subgrade



شکل ۳-۱- انتخاب ماده تثبیت‌کننده بستر

در محل‌هایی که خاک مناسب جهت مصرف در دو قشر نهایی خاکریز، برای آماده کردن بستر روسازی راه در دسترس نبوده و یا حمل آن مقرون به‌صرفه نباشد، می‌توان از تثبیت خاک با آهک و یا مواد و ترکیبات شیمیایی دیگر استفاده کرد. در این دستورالعمل خاک‌های زیر، در شمار خاک‌های نامناسب قرار می‌گیرند که باید از مصرف آنها خودداری شود:

- خاک‌هایی که میزان مواد آلی آنها مطابق AASHTO T267 از ده درصد تجاوز کند؛
- خاک‌های نمکی و گچی که میزان نمک (کلرید سدیم- NaCl) قابل حل در آب آن بر طبق ASTM D1411 اندازه‌گیری شود و گچ ($CaSO_4$) محلول در آب آنها به ترتیب بیش از ۵ و ۱۰ درصد وزنی باشد؛
- خاک‌های مارنی و رسی که دامنه خمیری آنها بیش از ۵۰ درصد باشد؛
- خاک‌هایی که حداکثر وزن مخصوص خشک آنها با روش AASHTO T180 (طریقه D) کمتر از ۱/۵۵ تن در متر مکعب باشد.

۳-۱-۲- آماده‌سازی بستر در خاکبرداری‌ها

در صورتی که خاکبرداری به‌صورت برش خاکی باشد، بستر روسازی راه در شرایط ترافیک سبک و متوسط با رعایت بند (۱-۱-۳) برای دو قشر و در شرایط ترافیک سنگین برای دو یا سه قشر زیرین آماده می‌شود و در صورتی که لازم

باشد اقدام به تعویض مصالح دو قشر زیر کف خاکبرداری با استفاده از مصالح مرغوب می‌گردد، به‌طوری‌که هر یک از این قشرها دارای کیفیت، مقاومت و تراکم لازم طبق مشخصات شود.

چنانچه خاکبرداری به‌صورت برش‌های سنگی باشد، با وجود آنکه معمولاً کف برش‌ها دارای مقاومت کافی است، ولی به دلیل ناهمواری حاصل و غیرقابل نفوذ بودن سنگ، بستر راه با انجام یک قشر خاکریز از مصالح منتخب (خاک‌های A-1 و یا A-۲) به ضخامت ۱۵ سانتی‌متر و در برش‌های سنگی نامرغوب، مانند مارن یا گچ حداقل با دو لایه خاکریز به ضخامت هر لایه ۱۵ سانتی‌متر (مصالح A-1 یا A-2) سطح بستر روسازی راه آماده می‌شود؛ بنابراین در برش‌های سنگی مرغوب و مقاوم، کف برش حداقل به میزان ۱۵ سانتی‌متر اضافه بر رقوم تعیین شده برای پی روسازی، برداشته و با مصالح منتخب خاکریزی، آب‌پاشی و کوبیده می‌شود تا همواری و مقاومت لازم برای سطح بستر روسازی حاصل گردد.

۳-۱-۳- آماده‌سازی بستر در راه‌های موجود

در صورتی که روسازی راه جدید بر روی سطح روسازی راه موجود قرار گیرد، به‌شرح زیر عمل می‌شود:

چنانچه سطح راه موجود شنی و یا خاکی باشد این سطح تا عمق ۱۵ سانتی‌متر شخم‌زده می‌شود. اگر این مصالح مرغوب باشد، آب‌پاشی و شیب‌بندی و مجدداً طبق مشخصات کوبیده می‌شود تا مقاومت لازم حاصل گردد. اگر مصالح راه موجود مرغوب نباشد، مصالح منتخب به میزان کافی روی سطح شخم زده شده، اضافه شده و با مصالح موجود مخلوط و سپس آب‌پاشی، شیب‌بندی و کوبیده می‌شود تا سطح مورد نظر با مقاومت کافی حاصل گردد.

برای راه‌های آسفالتی یا بتنی چنانچه بررسی‌های انجام شده نشان دهد که روسازی موجود قابل استفاده نیست، باید لایه‌های روسازی برداشته شده و سطح زیرین راه مانند قسمت بالا آماده گردد و یا اینکه با استفاده از روش‌های بازیافت، روسازی بازیافت شود.

۳-۱-۴- تراکم بستر روسازی راه

درصد تراکم بستر روسازی در دو یا یک قشر نهایی، هر یک به ضخامت ۱۵ سانتی‌متر، به ترتیب در خاکریز یا کف برش‌های خاکی و یا سنگی برحسب درجه راه و نوع مصالح درشت‌دانه یا ریزدانه مصرفی باید طبق مشخصات مندرج در جدول (۱-۳) باشد. در راه‌های فرعی درجه دو، به‌جای دو لایه ۱۵ سانتی‌متری، می‌توان از یک لایه به ضخامت ۲۰ سانتی‌متر استفاده نمود. تراکم آزمایشگاهی مصالح بر اساس روش آشتو اصلاح شده T- ۱۸۰ (طریقه D) اندازه‌گیری می‌شود. تراکم لایه‌های مذکور باید با مناسب‌ترین رطوبت انجام شود. برای حصول تراکم مطلوب، خاک‌هایی که به تورم و انبساط گرایش زیادی دارند، باید در محدوده ۱ تا ۲ درصد بیشتر از رطوبت مناسب و خاک‌های چسبنده در محدوده ۱ تا ۲ درصد کمتر از رطوبت مناسب متراکم گردند.

جدول ۳-۱- درصد تراکم بستر روسازی در دو لایه نهایی

درجه راه	میزان تراکم لایه‌ها	
	خاک درشت‌دانه A-1 تا A-3	خاک ریزدانه A-4 تا A-7
آزادراه‌ها، بزرگ‌راه‌ها و راه‌های اصلی و فرعی درجه یک	۱۰۰	۹۵
راه‌های فرعی درجه دو و راه‌های روستایی	۹۵	۹۰

۳-۱-۵- کنترل سطح بستر روسازی راه

سطح آماده شده بستر روسازی راه باید با شیب‌های طولی و عرضی نقشه‌های اجرایی مطابقت داشته باشد. اختلاف رقوم بستر روسازی با رقوم نظیر در نقشه‌های اجرایی نباید از ۲۵ میلی‌متر تجاوز کند. هرگاه یک شمشه ۴ متری در جهات مختلف روی سطح نیم عرض راه قرار داده شود، ناهمواری‌های آن نباید از ۲۰ میلی‌متر تجاوز کند.

۳-۲- زیراساس

لایه زیراساس روی بستر آماده شده، اجرا می‌شود. کیفیت لایه زیراساس نقش تعیین کننده‌ای در کیفیت روسازی بتنی دارد. برای عملکرد مناسب روسازی، لایه زیراساس باید وزن تجهیزات ساخت روسازی را تحمل کند، در فرآیند عملیات ساخت پایدار باقی بماند و در مدت عمر طراحی، عملکردی که از ابتدا برای آن در نظر گرفته شده است را داشته باشد. وظایف اصلی لایه زیراساس در روسازی بتنی عبارتند از: ایجاد سطحی پایدار برای عملیات اجرای روسازی، تکیه‌گاه دال، جلوگیری از فرسایش تکیه‌گاه دال، تسهیل زهکشی و ارتقای سیستم سازه‌ای روسازی.

به‌طور کلی انواع زیراساس مورد استفاده در روسازی بتنی عبارتند از: زیراساس سنگ‌دانه‌ای، زیراساس قیری، زیراساس نفوذپذیر (تثبیت شده یا تثبیت نشده)، زیراساس تثبیت شده با سیمان و بتن مگر[2].

با توجه به مشکلات ناشی از بروز خرابی‌هایی مانند پلکانی شدن ناشی از پدیده پامپینگ در محل درز، معمولاً ترجیح داده می‌شود که از زیراساس سنگ‌دانه‌ای بلافاصله در زیر دال بتنی استفاده نشود.

به‌منظور فراهم کردن تکیه‌گاه مناسب برای دستگاه پخش بتن (فینیشر)، مصالح خوب متراکم شده زیراساس باید حدود ۱ متر از کنار لبه خارجی روسازی ادامه یابد. این مسیر باید به اندازه کافی بادوام باشد تا امکان عبور و مرور آسان برای ماشین‌آلات اجرای روسازی فراهم شود.

2- Lean concrete base

۳-۲-۱- زیراساس سنگ‌دانه‌ای

مصالح سنگی که به‌عنوان لایه زیراساس در زیر رویه بتنی قرار می‌گیرد، می‌تواند از نوع ماسه، ماسه- شن، سنگ شکسته، سرباره‌های آهن‌گدازی (به‌صورت شکسته یا دانه‌بندی شده) یا ترکیبی از آنها باشد.

دانه‌بندی مصالح زیراساس سنگ‌دانه‌ای با توجه به شرایط پروژه باید با یکی از دانه‌بندی‌های I تا VI جدول (۲-۳) مطابقت داشته باشد. دانه‌بندی‌های مندرج در جدول گفته شده، گستره وسیعی از انواع دانه‌بندی (دانه‌بندی باز[۳] با قابلیت نفوذپذیری کم تا متوسط و دانه‌بندی پیوسته) را نشان می‌دهد که در عمل در یک پروژه از یک یا دو نوع دانه-بندی استفاده می‌شود. در مواقعی که از دانه‌بندی باز برای مصالح زیراساس استفاده می‌شود (مانند دانه‌بندی I در جدول (۲-۳))، باید این دانه‌بندی به‌گونه‌ای انتخاب شود که از ورود مصالح ریزدانه بستر به مصالح زیراساس جلوگیری شود. برای این منظور برقراری رابطه‌های (۳- ۱ تا ۳- ۴) کنترل می‌شود.

$$\frac{D_{15}B}{D_{85}F} \le 5 \qquad (۳-۱)$$

$$\frac{D_{50}B}{D_{50}F} \le 25 \qquad (۳-۲)$$

$$\frac{D_{15}F}{D_{85}S} \le 5 \qquad (۳-۳)$$

$$\frac{D_{50}F}{D_{50}S} \le 25 \qquad (۳-۴)$$

در روابط گفته شده، F مصالح فیلتر (لایه جداکننده)، B مصالح زیراساس، S خاک بستر و D_{15}، D_{50} و D_{85} نشانه اندازه دانه‌ای است که روی نمودار دانه‌بندی به ترتیب ۱۵، ۵۰ و ۸۵ درصد مواد رد شده را مشخص می‌کند. همچنین در صورتی که مصالح زیراساس به‌عنوان پوشش روی لوله‌های زهکش اجرا می‌شود، $D_{85}B$ باید حداقل ۱/۵ تا ۲ برابر عرض شکاف لوله زهکش باشد.

به‌جای مصالح فیلتر می‌توان از یک لایه زمین‌پارچه (ژئوتکستایل) استفاده کرد. مشخصات زمین‌پارچه بر اساس موارد مندرج در استاندارد AASHTO M288 است. زمین‌پارچه استفاده شده باید ظرف مدت ۲ هفته با مصالح زیراساس پوشیده شود. هنگام اجرای لایه زیراساس باید از لغزش و جمع‌شدن لایه‌های زمین‌پارچه جلوگیری شود. حداقل ضخامت لایه زیراساس اجرا شده روی لایه زمین‌پارچه برابر ۷/۵ سانتی‌متر و مقدار همپوشانی لایه‌های زمین‌پارچه برابر ۴۵ سانتی‌متر است.

---

۳ - زیراساس با دانه‌بندی باز و زیراساس نفوذپذیر متفاوت هستند. زیراساس نفوذپذیر می‌تواند آب وارد شده به لایه زیراساس را به سرعت زهکش کند در صورتی که زیراساس با دانه‌بندی باز دارای نفوذپذیری کم تا متوسط است.

جدول ۳-۲- دانه‌بندی مصالح زیراساس

نوع دانه‌بندی / اندازه الک	درصد وزنی رد شده از هر الک					
	I	II	III	IV	V	VI
۵۰ میلی‌متر (۲ اینچ)	۱۰۰	۱۰۰	-	-	-	-
۲۵ میلی‌متر (۱ اینچ)	-	۹۵-۷۵	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰
۹/۵ میلی‌متر ($\frac{۳}{۸}$ اینچ)	۶۵-۳۰	۷۵-۴۰	۸۵-۵۰	۱۰۰-۶۰	-	-
۴/۷۵ میلی‌متر (شماره ۴)	۵۵-۲۵	۶۰-۳۰	۶۵-۳۵	۸۵-۵۰	۱۰۰-۵۵	۱۰۰-۷۰
۲ میلی‌متر (شماره ۱۰)	۴۰-۱۵	۴۵-۲۰	۵۰-۲۵	۷۰-۴۰	۱۰۰-۴۰	۱۰۰-۵۵
۰/۴۲۵ میلی‌متر (شماره ۴۰)	۲۰-۸	۳۰-۱۵	۳۰-۱۵	۴۵-۲۵	۵۰-۲۰	۷۰-۳۰
۰/۰۷۵ میلی‌متر (شماره ۲۰۰)*	۸-۲	۱۵-۵	۱۵-۵	۱۵-۵	۱۵-۶	۱۵-۸

* برای کاهش حساسیت مصالح زیراساس در مقابل یخبندان می‌توان، درصد مواد رد شده از الک ۲۰۰ را کاهش داد.

درصد وزنی مواد رد شده از الک شماره ۲۰۰ نباید از $\frac{۲}{۳}$ درصد وزنی رد شده از الک ۴۰ بیشتر باشد.

سایر مشخصات مصالح زیراساس به شرح جدول (۳-۳) است.

جدول ۳-۳- مشخصات مصالح زیراساس سنگ‌دانه‌ای

ردیف	معیار	مشخصات	استاندارد
۱	اندازه بزرگ‌ترین سنگ‌دانه	کوچک‌تر از $\frac{۱}{۳}$ ضخامت لایه زیراساس	
۲	سایش مصالح درشت‌دانه (باقی‌مانده روی الک ۲ میلی‌متر) به روش لوس‌آنجلس	حداکثر ۵۰	AASHTO T96
۳	درصد عبوری از الک ۰/۰۷۵ میلی‌متر (شماره ۲۰۰)	حداکثر ۱۵ درصد	AASHTO T11
۴	حد روانی (مصالح عبوری از الک ۴۰)	حداکثر ۲۵	AASHTO T89
۵	دامنه خمیری (مصالح عبوری از الک ۴۰)	حداکثر ۶	AASHTO T90

در صورتی که درصد مصالح سنگی عبوری از الک ۰/۰۷۵ میلی‌متر (شماره ۲۰۰) بیشتر از ۱۵، حد روانی مصالح بیشتر از ۲۵ یا دامنه خمیری مصالح سنگی بیشتر از ۶ باشد، به‌شرط تثبیت این نوع مصالح با یک ماده مناسب، می‌توان از آنها در لایه زیراساس استفاده کرد.

تراکم زیراساس سنگ‌دانه‌ای معمولاً با عبور یک تا سه بار غلتک چرخ فولادی استاتیک به وزن ۴ تا ۱۰ تن انجام می‌شود. باید توجه شود که تراکم بیش از حد منجر به افت کیفیت و کاهش نفوذپذیری مصالح لایه زیراساس می‌شود. برای اطمینان از رسیدن به چگالی مورد نظر در فرآیند تراکم مصالح زیراساس سنگ‌دانه‌ای، لازم است درصد رطوبت مصالح زیراساس مساوی یا اندکی کمتر از درصد رطوبت بهینه باشد. حداقل تراکم لایه زیراساس سنگ‌دانه‌ای برابر ۹۵ درصد حداکثر وزن مخصوص تعیین شده به روش AASHTO T180 طریقه D است. برای تعیین وزن مخصوص

در محل، از آزمایش AASHTO T191 یا[۴] AASHTO T310 استفاده می‌شود. توصیه می‌شود ضخامت زیراساس سنگ-دانه‌ای به حدود ۱۰ سانتی‌متر محدود شود؛ زیرا ضخامت‌های بیشتر از حدود ۱۰ سانتی‌متر احتمال عملکرد نامطلوب روسازی در اثر تحکیم[۵] ناشی از بار ترافیک سنگین را به همراه دارد.

نقاط نشان داده شده روی نقشه نیمرخ‌های طولی و عرضی در سطح زیراساس مشخص و پیاده می‌شود. این نقاط ترازیابی شده و ارقام آنها تعیین می‌گردد. ارقام حاصل نباید بیش از ۱۵± میلی‌متر با ارقام نقشه‌ها اختلاف داشته باشد. در غیر این‌صورت مصالح اضافی از سطح راه تراشیده شده و برداشته می‌شود و در صورتی که مصالح کم باشد، مصالح لازم اضافه شده و طبق مشخصات تسطیح، مخلوط و کوبیده می‌گردد. ضخامت قشر زیراساس پس از کوبیده شدن باید با ضخامت و رواداری مشخص شده در نقشه‌ها مطابقت داشته باشد.

عبور ترافیک از روی سطح زیراساس مجاز نیست. زیرا ترافیک موجب می‌گردد که زیراساس کیفیت خود را از دست بدهد.

هرگاه همواری سطح لایه زیراساس در هر جهت با یک شمشه ۳ متری اندازه‌گیری شود، نباید ناهمواری موجود بیش از ۱۵ میلی‌متر باشد.

۳-۲-۲- زیراساس تثبیت شده با سیمان

در خصوص مزایای استفاده از زیراساس تثبیت شده با سیمان می‌توان موارد زیر را برشمرد:

- زیراساس تثبیت شده با سیمان بارهای ناشی از وسایل نقلیه را در سطح بیشتری توزیع می‌کند. این امر منجر به کاهش تنش‌های وارده به بستر روسازی می‌شود.

- مقاومت روسازی‌های دارای زیراساس تثبیت شده با سیمان از روسازی‌های دارای زیراساس سنگ‌دانه‌ای بیشتر است.

- در شرایط ترافیکی یکسان، ضخامت لازم برای زیراساس تثبیت شده با سیمان کمتر از زیراساس سنگ‌دانه‌ای است.

- استفاده از زیراساس تثبیت شده با سیمان منجر به کاهش پدیده‌های آب‌شستگی (پامپینگ) و پلکانی شدن محل درز می‌شود.

- به دلیل آنکه برای تهیه زیراساس تثبیت شده با سیمان می‌توان از مصالح حاصل از فرآیند بازیافت روسازی‌های آسفالتی و بتنی استفاده نمود؛ بنابراین نیاز به برداشت مصالح از منابع طبیعی کاهش می‌یابد.

در کنار مزایای استفاده از زیراساس تثبیت شده با سیمان باید موضوع ترک‌های انعکاسی و افزایش اصطکاک بین زیراساس تثبیت شده با سیمان و لایه رویه (دال بتنی) مورد توجه قرا گیرد.

۴- در این آزمایش میزان تراکم با استفاده از روش هسته‌ای مشخص می‌شود.

5- Post-construction consolidation

برای طرح تثبیت با سیمان می‌توان از دستورالعمل‌های معتبر از جمله «دستورالعمل تثبیت لایه‌های خاکریز و روسازی راه‌ها (نشریه شماره ۲۶۸ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور)» استفاده کرد.

ضخامت زیراساس تثبیت شده با سیمان معمولاً حداقل ۱۵ سانتی‌متر در نظر گرفته می‌شود.

۳-۲-۲-۱- مصالح سنگی

خاک‌هایی که بر اساس طبقه‌بندی آشتو در یکی از گروه‌های A-1، A-3، A-2-4 و A-2-5 قرار می‌گیرند، برای تثبیت با سیمان مناسب هستند. در خاک‌های گفته شده، درصد عبوری از الک شماره ۲۰۰ کمتر از ۳۵ درصد و حداکثر دامنه خمیری برابر ۱۰ است. استفاده از خاک‌های در طبقه A-4 و A-5 برای مناطق دارای یخبندان یا ترافیک سنگین و همچنین خاک‌های A-6 و A-7 برای تثبیت با سیمان توصیه نمی‌شوند. در برخی موارد که مصالح سنگی تمیز نیستند و یا مشخصات مصالح زیراساس را ندارند (به علت درصد زیاد ریزدانه یا نشانه خمیری زیاد)، می‌توان آنها را با سیمان تثبیت کرد.

مشخصات و دانه‌بندی مصالح سنگی درشت‌دانه (مانده روی الک شماره ۴ (۴/۷۵ میلی‌متر)) زیراساس تثبیت شده با سیمان به ترتیب مطابق جدول‌های (۴-۳) و (۵-۳) است. چگالی حقیقی[۶] مصالح سنگی (مطابق استاندارد ASTM C29/C29M) با دانه‌بندی‌های ۳ یا ۹ از جدول (۵-۳)، باید حداقل ۵۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب باشد.

جدول ۳-۴- مشخصات مصالح درشت‌دانه زیراساس تثبیت شده با سیمان

ردیف	معیار	مشخصات	استاندارد
۱	سایش مصالح درشت‌دانه به روش لوس‌آنجلس	حداکثر ۵۰ درصد	ASTM C131
۲	شکستگی در یک وجه-مانده روی الک ۴/۷۵ میلی‌متر	حداقل ۴۰ درصد	ASTM 5821
۳	افت وزنی با سولفات سدیم	حداکثر ۱۲ درصد	ASTM C88

۶ - چگالی حقیقی (bulk density) مصالح عبارت است از وزن حجم معینی از مصالح (شامل حجم جامد دانه‌ها به‌علاوه حجم حفرات دانه‌ها).

جدول ۳-۵- دانه‌بندی مصالح سنگی درشت‌دانه زیراساس تثبیت شده با سیمان

شماره دانه‌بندی / اندازه الک	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹	۱۰
	درصد وزنی رد شده از هر الک									
۳۷/۵ میلی‌متر (۱/۵ اینچ)	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	--	--	--	--	--	--	--
۲۵ میلی‌متر (۱ اینچ)	۹۰ -۱۰۰	۹۰-۱۰۰	۹۵ -۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	--	--	--	--
۱۹ میلی‌متر ($\frac{۳}{۴}$ اینچ)	۲۰ -۵۵	۴۰-۸۵	--	۹۰ -۱۰۰	۹۰ -۱۰۰	۹۰ -۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	--	--
۱۲/۵ میلی‌متر ($\frac{۱}{۲}$ اینچ)	۰ -۱۰	۱۰-۴۰	۲۵ -۶۰	۲۰ -۵۵	--	--	۹۰ -۱۰۰	۹۰ -۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰
۹/۵ میلی‌متر ($\frac{۳}{۸}$ اینچ)	۰ -۵	۰-۱۵	--	۰ -۱۵	۲۰ -۵۵	۳۰ -۶۵	۴۰ -۷۰	۴۰ -۷۵	۸۵ -۱۰۰	۱۰۰-۹۰
۴/۷۵ میلی‌متر (شماره ۴)	--	۰-۵	۰ -۱۰	۰ -۵	۰ -۱۰	۵ -۲۵	۰ -۱۵	۵ -۲۵	۱۰- ۳۰	۵۵-۲۰
۲/۳۶ میلی‌متر (شماره ۸)	--	--	۰ -۵	--	۰ -۵	۰ -۱۰	۰ -۵	۰ -۱۰	۰ -۱۰	۳۰-۵
۱/۱۸ میلی‌متر (شماره ۱۶)	--	--	--	--	--	۰ -۵	--	۰ -۵	۰ -۵	۱۰-۰
۰/۳ میلی‌متر (شماره ۵۰)	--	--	--	--	--	--	--	--	--	۵-۰
۰/۱۵ میلی‌متر (شماره ۱۰۰)	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

دانه‌بندی مصالح سنگی ریزدانه (عبوری از الک شماره ۴ (۴/۷۵ میلی‌متر)) لایه زیراساس تثبیت شده با سیمان مطابق (جدول ۳-۶) است. مصالح ریزدانه از ماسه طبیعی، ماسه شکسته، شن یا ترکیبی از آنها تهیه می‌شود. حداکثر دامنه خمیری (PI) مصالح ریزدانه برابر ۴ و حداکثر افت وزنی با سولفات سدیم ۱۵ درصد است.

جدول ۳-۶- دانه‌بندی مصالح ریزدانه زیراساس تثبیت شده با سیمان

شماره دانه‌بندی / اندازه الک	۱	۲	۳	۴
	درصد وزنی رد شده از هر الک			
۹/۵ میلی‌متر ($\frac{۳}{۸}$ اینچ)	۱۰۰	--	--	۱۰۰
۴/۷۵ میلی‌متر (شماره ۴)	۹۵ -۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۸۰ -۱۰۰
۲/۳۶ میلی‌متر (شماره ۸)	۷۰ -۱۰۰	۷۵ -۱۰۰	۹۵ -۱۰۰	۶۵ -۱۰۰
۱/۱۸ میلی‌متر (شماره ۱۶)	۴۰ -۸۰	۵۰ -۷۴	۸۵ -۱۰۰	۴۰ -۸۰
۰/۶ میلی‌متر (شماره ۳۰)	۲۰ -۶۵	۲۸ -۵۲	۶۵ -۹۰	۲۰ -۶۵
۰/۳ میلی‌متر (شماره ۵۰)	۷ -۴۰	۸ -۳۰	۳۰ -۶۰	۷ -۴۰
۰/۱۵ میلی‌متر (شماره ۱۰۰)	۲ -۲۰	۰ -۱۲	۵ -۲۵	۲ -۲۰
۰/۰۷۵ میلی‌متر (شماره ۲۰۰)	۰ -۱۰	۰ -۵	۰ -۵	۰ - ۱۰

۳-۲-۲-۲- سیمان

ویژگی‌های انواع سیمان پرتلند، مشخصات پوزولان مورد استفاده در سیمان‌های پوزولانی، ویژگی‌های سیمان پوزولانی و سیمان روباره‌ای[7] به ترتیب در استانداردهای ملی ایران به شماره‌های ۳۸۹، ۳۴۳۳، ۳۴۳۲ و ۳۵۱۷ ارائه شده است. معمولاً برای تهیه روسازی بتنی از سیمان پرتلند نوع یک یا دو استفاده می‌شود. چنانچه شرایط منطقه‌ای، نوع خاصی از بتن را ایجاب نماید (به‌عنوان مثال بتن در معرض تأثیر شدید سولفات‌ها باشد)، انتخاب سیمان متناسب با شرایط موجود در محل پروژه انجام می‌گیرد.

مقدار سیمان مورد استفاده برای زیراساس تثبیت شده با سیمان بر اساس طرح مخلوط تعیین می‌شود. این مقدار معمولاً حدود ۴ تا ۵ درصد وزنی مخلوط است. برای طرح مخلوط زیراساس تثبیت شده با سیمان می‌توان از مقادیر نمونه‌ای مندرج در جدول (۷-۳) استفاده کرد. در صورتی که زیراساس تثبیت شده با سیمان دارای حداقل مقاومت فشاری ۳/۵ مگاپاسکال و حداکثر مقاومت فشاری ۷ مگاپاسگال باشند، رضایت‌بخش محسوب می‌شوند. معمولاً برای طراحی زیراساس تثبیت شده با سیمان از مقاومت فشاری محدود نشده ۷ روزه آن طبق استاندارد ASTM D1633 استفاده می‌شود.

جدول ۳-۷- مقادیر نمونه‌ای مشخصات زیراساس تثبیت شده با سیمان

معیار	مقدار
مقاومت فشاری محدود نشده ۷ روزه	۵/۵ MPa تا ۲/۱
ضریب گسیختگی (مقاومت خمشی) ۷ روزه	۱/۴ MPa تا ۰/۷
ضریب الاستیسیته ۷ روزه	۶۹۰۰ Mpa تا ۴۱۰۰
ضریب پواسون	۰/۱۵

۳-۲-۲-۳- آب

آب مصرفی برای عملیات اجرایی لایه زیراساس تثبیت شده با سیمان باید مفاد بند (۴,۱,۴) از استاندارد AASHTO M157 مطابقت داشته باشد. به‌طور کلی آب مصرفی برای عملیات اجرایی لایه زیراساس تثبیت شده با سیمان باید صاف و عاری از مقادیر زیاد از مواد روغنی، اسیدی، قلیایی، املاح و دیگر مواد مضر باشد. همچنین آب مصرفی نباید شور باشد. به‌طور کلی آب آشامیدنی برای عملیات اجرایی، رضایت‌بخش تلقی می‌شود. کیفیت آب مطابق استاندارد AASHTO T26 آزمایش می‌شود. در مورد آبی که کیفیت آن معلوم نیست، باید معیارهای مندرج در جدول مربوط به بند (۳-۳-۳) برآورده شود.

7- Slag

۳-۲-۲-۴- اجرای زیراساس تثبیت شده با سیمان

هنگام اجرای زیراساس تثبیت شده با سیمان باید دمای هوا بیش از ۵ درجه سانتی‌گراد باشد یا بـه مـدت ۲۴سـاعت بالای ۲ درجه سانتی‌گراد باقی بماند. عملیات اجرایی تثبیت زیراساس با سیمان باید در روزهـای بـا آب و هـوای خشـک انجام شود. همچنین باید توجه شود که زیراساس تثبیت شده نباید روی بستر یخ‌زده اجرا شود.

برای اجرای زیراساس تثبیت شده با سیمان از دو روش مخلوط در محل یا کارخانه مرکزی استفاده می‌شود. در روش کارخانه مرکزی، مخلوط زیراساس تثبیت شده با سیمان، در محل کارخانه تهیه می‌شود و با ماشین‌آلات مناسب به محل پروژه حمل می‌شود. در روش مخلوط در محل، اختلاط مصالح در محل احداث روسازی انجام می‌گردد. عملیـات اجرایـی زیراساس تثبیت شده با سیمان به روش مخلوط در محل شامل پخش مصالح سنگی، شـیاردادن مصـالح سـنگی و خـرد کردن کلوخه‌های آن، پخش سیمان، اختلاط خاک و سیمان، پخش آب، اختلاط مصالح سنگی و سیمان و آب و متـراکم کردن خاک تثبیت شده با سیمان و عمل آوردن آن است. از آنجا که سـیمان مـاده زودگیـری اسـت، بایـد طـول راه بـه قطعات کوچکی تقسیم شود تا بتوان تمام عملیات تثبیت خاک از جمله متـراکم کـردن نهـایی خـاک را قبـل از گـرفتن سیمان به پایان رساند. این طول معمولاً بین ۱۰۰ تا ۴۵۰ متر بوده و بسـتگی بـه عـواملی از جملـه دمـا و رطوبـت هـوا، ضخامت لایه، نوع و تعداد ماشین‌آلات دارد.

مصالح سنگی به ضخامت مورد نظر پخش شده و با استفاده از شانه گریدر یا ماشـین‌آلات مشـابه، شـیار داده شـده و خوب خرد و نرم می‌شود، به‌طوری که بیش از ۸۰ درصد وزنی آن از الک شماره ۴ (۴/۷۵ میلی‌متر) عبور کند. همچنـین مصالحی که اندازه آنها بزرگتر از ۷۵ میلی‌متر است باید از لایه خرد و نرم شده خارج شود. روی مصالح سنگی آماده شده، مقدار سیمان لازم پخش شده و با استفاده از تیغه گریدر و یا مخلوط‌کن‌های دوار خاک و سیمان مخلـوط مـی‌شـوند. در ادامه مقدار آب لازم با استفاده از ماشین آب‌پاش بر روی مخلوط مصالح سنگی و سیمان پخش شده و پس از اختلاط به کمک غلتک‌های پاچه‌بزی و یا چرخ لاستیکی، کوبیده و متراکم می‌شود. عملیات تراکم باید در فاصله زمانی ۶۰ دقیقه از هنگام پخش آب شروع شود. مقدار آب لازم برای تثبیت مصالح سنگی با سیمان بر اساس درصـد رطوبـت بهینـه کـه بـا انجام آزمایش تراکم به‌دست می‌آید، تعیین می‌شود. این مقدار آب باید در عمل برای مقدار طبیعی مصالح سنگی و مقدار آبی که در اثر تبخیر از دست می‌رود، تصحیح شود. ذکر این نکته لازم است که لایه زیرین زیراسـاس تثبیـت شـده بایـد قبل از پخش زیراساس تثبیت شده به مقدار لازم مرطوب شده باشد.

مرحله آخر عملیات اجرای تثبیت خاک با سیمان شامل آب‌پاشی مجدد (به میزان کم)، تنظیم رقـوم سـطح لایـه بـا استفاده از تیغه گریدر یا وسیله مشابه دیگر و کوبیدن و متراکم کردن نهایی با استفاده از غلتک‌های چرخ لاستیکی و یـا چرخ فولادی است که باید ظرف مدت ۲ ساعت پس از پخش سیمان کامل شود.

حداقل تراکم لایه زیراساس تثبیت شده با سیمان برابر ۹۵ درصد حداکثر وزن مخصـوص در محـل تعیـین شـده بـه روش AASHTO T134 است. برای تعیین وزن مخصوص در محل، از آزمـایش AASHTO T191 یـا AASHTO T205

استفاده می‌شود. باید اطمینان حاصل شود که رطوبت مخلوط آماده شده در محدوده ۲± درصد رطوبت بهینه که با آزمایش AASHTO T134 تعیین می‌شود، قرار دارد.

تمهیدات لازم برای جلوگیری از یخ‌زدگی زیراساس تثبیت شده با سیمان در مدت ۵ روز پس از زمان اجرا، باید در نظر گرفته شود. به‌منظور حفاظت و عمل‌آوری زیراساس تثبیت شده با سیمان، بلافاصله پس از تکمیل عملیات تراکم، روی لایه زیراساس از یک لایه اندود قیری از نوع قیر محلول یا امولسیون قیر استفاده می‌شود. تا قبل از اجرای اندود قیری، باید سطح لایه زیراساس مرطوب نگه‌داشته شود. اندود قیری به‌صورت قشری پیوسته و مقدار آن ۰/۵ تا ۲ لیتر بر متر مربع است. مشخصات قیرهای محلول زودگیر (RC) و کندگیر (MC) به ترتیب در جدول‌های (۸-۳) و (۹-۳) و مشخصات امولسیون قیر آنیونیک و کاتیونیک در جدول‌های (۱۰-۳) و (۱۱-۳) ارائه شده است.

رقوم سطح تمام شده زیراساس تثبیت شده با سیمان باید از نظر هموار بودن، یکنواختی و نیز انطباق با نیمرخ‌های طولی و عرضی کنترل شود. نتایج بدست آمده برای هر نقطه نباید اختلافی بیشتر از ۱۵ میلی‌متر با رقوم نقشه‌های اجرایی داشته باشد. ناهمواری سطح که با استفاده از شمشه ۳ متری در جهات عرضی و طولی راه اندازه‌گیری می‌شود، نباید بیشتر از ۱۵ میلی‌متر باشد.

جدول ۳-۸- مشخصات قیرهای محلول زودگیر

آزمایش		روش آزمایش		درجه قیر زودگ				
				RC-۷۰		RC-۲۵۰		
		ASTM	AASHTO	حداقل	حداکثر	حداقل	حداکثر	ح
کندروانی کینماتیک در ۶۰°C، mm^2/s		D 2170	T 201	۷۰	۱۴۰	۲۵۰	۵۰۰	۰
نقطه اشتعال (ظرف روباز) °C		D 3143	T 79	-	-	۲۷	-	
مقدار آب ٪		D 95	T 55	-	۰/۲	-	۰/۲	
درصد حجمی مواد تقطیر شده در درجه حرارتهای روبرو به مواد تقطیر شده در °C ۳۶۰	۱۹۰ °C	D 402	T 78	۱۰	-	-	-	
	۲۲۵°C			۵۰	-	۳۵	-	
	۲۶۰ °C			۷۰	-	۶۰	-	
	۳۱۶°C			۸۵	-	۸۰	-	
درصد حجمی قیر باقیمانده از تقطیر °C ۳۶۰				۵۵	-	۶۵	-	
آزمایش روی قیر باقیمانده از تقطیر	کندروانی برحسب پوآز در °C ۶۰ (۱)	D 2171	T 202	۶۰	۲۴۰	۶۰	۲۴۰	
	خاصیت انگمی (سانتیمتر) در °C ۲۵(۲)	D 113	T 51	۱۰۰	-	۱۰۰	-	۰
	حلالیت در تری کلروراتیلن (٪)	D 2042	T 44	۹۹	-	۹۹	-	

۱) بجای آزمایش کندروانی قیر باقی‌مانده، می‌توان از آزمایش درجه نفوذ قیر باقی‌مانده که برای کلیه قیرهای زودگیر باید حداقل ۸۰ و حداکثر ۱۲۰ باشد، استفاده کر

۲) اگر خاصیت انگمی در °C ۲۵ کمتر از ۱۰۰ باشد، مشروط بر آنکه انگمی در ۱۵ درجه سانتی‌گراد بیشتر از ۱۰۰ باشد، قیر قابل قبول است.

جدول ۳- ۹- مشخصات قیرهای محلول کندگیر

آزمایش		روش آزمایش		درجه قیر کندگ					
		ASTM	AASHTO	MC-۳۰		MC-۷۰		MC-۲۵۰	
				حداقل	حداکثر	حداقل	حداکثر	حداقل	حدا
کندروانی کینماتیک در ۶۰ °C، mm^2/s		D 2170	T 201	۳۰	۶۰	۷۰	۱۴۰	۲۵۰	۰
نقطه اشتعال (ظرف روباز) °C		D 3143	T 79	۳۸	–	۳۸	–	۶۶	–
مقدار آب (درصد)		D 95	T 55	–	۰/۲	–	۰/۲	–	/۲
درصد حجمی مواد تقطیر شده در درجه حرارت‌های روبرو به مواد تقطیر شده در ۳۶۰ °C	۲۲۵ °C	D 402	T 78	–	۲۵	۰	۲۰	۰	۰
	۲۶۰ °C			۴۰	۷۰	۲۰	۶۰	۱۵	۵
	۳۱۶ °C			۷۵	۹۳	۶۵	۹۰	۶۰	۷
درصد حجمی قیر باقیمانده از تقطیر ۳۶۰ °C				۵۰	–	۵۵	–	۶۷	–
آزمایش روی قیر باقیمانده از تقطیر	کندروانی برحسب پوآز در ۶۰ °C (۱)	D 2171	T 202	۳۰	۱۲۰	۳۰	۱۲۰	۳۰	۲۰
	خاصیت انگمی (سانتیمتر) (۲)	D 113	T 51	۱۰۰	–	۱۰۰	–	۱۰۰	–
	حلالیت در تری کلروراتیلن (٪)	D 2042	T 44	۹۹	–	۹۹	–	۹۹	–

۱) بجای آزمایش کندروانی قیر باقی‌مانده، می‌توان از آزمایش درجه نفوذ قیر باقی‌مانده که برای کلیه قیرهای کندگیر باید حداقل ۱۲۰ و حداکثر ۲۵۰ باشد. استفاده کرد. انجام هر دو آزمای

۲) اگر خاصیت انگمی در ۲۵ °C کمتر از ۱۰۰ باشد، مشروط بر آنکه انگمی در ۱۵ درجه سانتی‌گراد بیشتر از ۱۰۰ باشد، قیر قابل قبول است.

جدول ۳-۱۰- مشخصات قیرابه‌های آنیونیک

آزمایش [۱]		زودشکن						کندشکن											
		RS-1		RS-2		HFRS-2		MS-1		MS-2		MS-2h		HFMS-1		HFMS-2		HFMS-2h	
		حداقل	حداکثر	حداقل	حداکثر	حداقل	حداکثر	حداقل	حداکثر	حداقل	حداکثر	حداقل	حداکثر	حداقل	حداکثر	حداقل	حداکثر	حداقل	حداکثر
کندروانی سی بولت فیورل در ۲۵ درجه سانتی‌گراد (ثانیه)		۲۰	۱۰۰	–	–	–	–	۲۰	۱۰۰	۱۰۰	–	۱۰۰	–	۲۰	۱۰۰	۱۰۰	–	۱۰۰	–
کندروانی سی بولت فیورل در ۵۰ درجه سانتی‌گراد (ثانیه)		–	–	۷۵	۴۰۰	۷۵	۴۰۰	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
پایداری در ذخیره سازی بعد از ۲۴ ساعت نگهداری در انبار (٪) [۲]		–	۱	–	۱	–	۱	–	۱	–	۱	–	۱	–	۱	–	۱	–	۱
شکست با کلرور کلسیم (٪)		۶۰	–	۶۰	–	۶۰	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
قابلیت مقاومت اندود قیری در برابر آب	اندودسنگ‌دانه‌های خشک	–		–		–		خوب		خوب		خوب		خوب		خوب		خوب	
	اندود سنگ‌دانه‌های خشک بعد از پاشش آب	–		–		–		متوسط		متوسط		متوسط		متوسط		متوسط		متوسط	
	اندود سنگ‌دانه‌های مرطوب	–		–		–		متوسط		متوسط		متوسط		متوسط		متوسط		متوسط	
	اندود سنگ‌دانه‌های مرطوب بعد از پاشش آب	–		–		–		متوسط		متوسط		متوسط		متوسط		متوسط		متوسط	
آزمایش اختلاط با سیمان		–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
آزمایش الک [۲] (٪)		–	۰/۱	–	۰/۱	–	۰/۱	–	۰/۱	–	۰/۱	–	۰/۱	–	۰/۱	–	۰/۱	–	۰/۱
قیر باقیمانده از آزمایش تقطیر (٪)		۵۵	–	۶۳	–	۶۳	–	۵۵	–	۶۵	–	۶۵	–	۵۵	–	۶۵	–	۶۵	–
مقدار روغن نسبت به حجم امولسیون در آزمایش تقطیر (٪)		–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
آزمایش قیر باقیمانده از تقطیر	درجه نفوذ (یک دهم میلی‌متر)	۱۰۰	۲۰۰	۱۰۰	۲۰۰	۱۰۰	۲۰۰	۱۰۰	۲۰۰	۱۰۰	۲۰۰	۴۰	۹۰	۱۰۰	۲۰۰	۱۰۰	۲۰۰	۴۰	۰
	خاصیت انگمی (سانتی‌متر)	۴۰	–	۴۰	–	۴۰	–	۴۰	–	۴۰	–	۴۰	–	۴۰	–	۴۰	–	۴۰	–
	حلالیت در تری کلروراتیلن (٪)	۹۷/۵	–	۹۷/۵	–	۹۷/۵	–	۹۷/۵	–	۹۷/۵	–	۹۷/۵	–	۹۷/۵	–	۹۷/۵	–	۹۷/۵	–
	آزمایش پیاله شناور (ثانیه)	–	–	–	–	۱۲۰۰	–	–	–	–	–	–	–	۱۲۰۰	–	۱۲۰۰	–	۱۲۰۰	–

۱- کلیه ازمایش‌های جدول باید مطابق اخرین چاپ استاندارد *D244* – ای‌اس‌تی‌ام (اشتو *T۵۹*) انجام شود. ۲- در صورتی که نتایج استفاده از قیرابه در عملیات اجرایی رضایت‌بخ

جدول ۳-۱۱- مشخصات قیرابه‌های کاتیونیک

آزمایش [۱]		زودشکن				کندشکن			
		CRS-1		*CRS-2*		*CMS-2*		*CMS-2h*	
		حداقل	حداکثر	حداقل	حداکثر	حداقل	حداکثر	حداقل	حداکثر
کندروانی سی بولت فیورل در ۲۵ درجه سانتیگراد (ثانیه)		–	–	–	–	–	–	–	۲۰
کندروانی سی بولت فیورل در ۵۰ درجه سانتیگراد (ثانیه)		۲۰	۱۰۰	۱۰۰	۴۰۰	۵۰	۴۵۰	۵۰	۴۵۰
پایداری در ذخیره سازی بعد از ۲۴ ساعت نگهداری در انبار (٪)[۲]		–	۱	–	۱	–	۱	–	۱
شکست با محلول دی اکتیل سولفوساکسینات سدیم ۰/۸ درصد		۴۰	–	۴۰	–				
قابلیت مقاومت اندود قیری در برابر آب	اندود مصالح سنگی خشک	–	–	–	–	خوب		خوب	–
	اندود سنگدانه‌های خشک بعد از پاشش آب	–	–	–	–	متوسط		متوسط	–
	اندود سنگدانه‌های مرطوب	–	–	–	–	متوسط		متوسط	–
	اندود سنگدانه‌های مرطوب بعد از پاشش آب	–	–	–	–	متوسط		متوسط	–
بار ذره‌ای دانه‌های قیر		مثبت		مثبت		مثبت		مثبت	
آزمایش الک (٪) [۲]		–	۰/۱	–	۰/۱	–	۰/۱	–	۰/۱
آزمایش اختلاط با سیمان ٪		–	–	–	–	–	–	–	–
درصد حجمی روغن امولسیون در آزمایش تقطیر (٪)		–	۳	–	۳	–	۱۲	–	۱۲
قیر باقی‌مانده در آزمایش تقطیر		۶۰	–	۶۵	–	۶۵	–	۶۵	۵۷
آزمایش قیر باقیمانده از تقطیر	درجه نفوذ (یک دهم میلیمتر)	۱۰۰	۲۵۰	۱۰۰	۲۵۰	۱۰۰	۲۵۰	۴۰	۱۰۰
	خاصیت انگمی (سانتیمتر)	۴۰	–	۴۰	–	۴۰	–	۴۰	۴۰
	حلالیت در تری کلروراتیلن (٪)	۹۷/۵	–	۹۷/۵	–	۹۷/۵	–	۹۷/۵	۹۷/۵

۱) کلیه آزمایش‌های جدول باید مطابق آخرین چاپ استاندارد *D244* – ای‌اس‌تی‌ام (آشتو *T59*) انجام شود.

۲) در صورتیکه نتایج استفاده از قیرابه در عملیات اجرایی رضایت‌بخش باشد، این آزمایش حذف می‌شود.

۳-۲-۳- زیراساس از نوع بتن مگر

بتن مگر از اختلاط سنگ‌دانه، سیمان و آب به‌دست می‌آید. زیراساس از نوع بتن مگر در مقایسه با زیراساس تثبیت شده با سیمان دارای مقادیر آب و سیمان بیشتری است. برای تراکم بتن مگر مانند بتن معمولی از ویبراتور استفاده می‌شود.

۳-۲-۳-۱- سنگ‌دانه ریز (ماسه)

به‌طور کلی می‌توان گفت مشخصات سنگ‌دانه ریز مورد استفاده در بتن مگر مانند مشخصات سنگ‌دانه ریز بتن (بند ۳-۳-۲-۲) است.

۳-۲-۳-۲- سنگ‌دانه درشت (شن)

مشخصات کلی سنگ‌دانه درشت مورد استفاده در بتن مگر مانند مشخصات سنگ‌دانه درشت بتن (بند ۳-۳-۲-۳) است.

۳-۲-۳-۳- سیمان

ویژگی‌های سیمان مورد استفاده در بتن مگر مانند بتن (بند ۳-۳-۱) است.

۳-۲-۳-۴- آب

مشخصات آب مصرفی برای اجرای لایه زیراساس بتن مگر مانند مشخصات آب مصرفی برای اجرای رویه بتنی (بند ۳-۳-۳) است.

۳-۲-۳-۵- مواد افزودنی

ملاحظات مربوط به مواد افزودنی بتن مگر همانند مواد افزودنی در بتن (بند ۳-۳-۴) است.

۳-۲-۳-۶- طرح مخلوط

نسبت مواد مختلف در بتن مگر (سنگ‌دانه، سیمان و آب) باید به نحوی باشد که معیارهای مندرج در جدول (۳-۱۲) برآورده شود. عیار متداول سیمان مورد استفاده در بتن مگر ۱۲۰ تا ۲۱۰ کیلوگرم بر متر مکعب است.

جدول ۳-۱۲- معیارهای مربوط به طرح مخلوط بتن مگر

مشخصه	مقدار	روش آزمایش
مقاومت فشاری ۲۸-روزه (مگاپاسکال)	۵-۱۰	AASHTO T22
اسلامپ (میلی‌متر)	۳۰-۷۰	AASHTO T119
فضای خالی (هوا) (درصد)	۴-۹	AASHTO T152، AASHTO T196 یا AASHTO T199

۳-۲-۳-۷- اجرای بتن مگر

روش ساخت و تجهیزات لازم برای اجرای بتن مگر مانند اجرای رویه بتنی است؛ علاوه بر آن نکات زیر نیز باید مد نظر قرار گیرد:

- در صورتی که بیش از ۳۰ دقیقه در عملیات بتن‌ریزی وقفه ایجاد شود، باید در آن محل درز اجرایی، ساخته شود. سطح بتن در مقطعی که درز اجرایی تعبیه می‌شود، باید عمود بر محور راه باشد؛

- ناهمواری سطح زیراساس از نوع بتن مگر با استفاده از شمشه ۳ متری در جهات عرضی و طولی راه اندازه‌گیری می‌شود و این مقدار نباید بیش از ۵ میلی‌متر باشد؛

- ملاحظات مربوط به عمل‌آوری بتن مگر مانند بتن در رویه بتنی است؛ علاوه بر آن، بین ۱۲ تا ۴۸ ساعت قبل از اجرای آرماتوربندی رویه بتنی، سطح زیراساس بتن مگر با جارو تمیز می‌شود و ماده عمل‌آورنده غشایی مایع[8] به میزان ۱ لیتر به ازای هر ۵ متر مربع از زیراساس بتن مگر، اجرا می‌شود. پس از کاربرد ماده عمل‌آورنده ثانویه (که به‌عنوان جداکننده[9] بتن مگر از دال بتنی عمل می‌کند) نباید ترافیکی روی زیراساس بتن مگر برقرار شود. همچنین به مدت ۱۴ روز یا تا زمانی که بتن مگر به مقاومت فشاری مشخص شده برسد، عبور ماشین‌آلات راهسازی باید محدود شود.

۳-۲-۴- زیراساس بتنی نفوذپذیر

زیراساس بتنی نفوذپذیر از اختلاط سنگ‌دانه با دانه‌بندی باز (بدون سنگ‌دانه ریز یا مقدار خیلی کم سنگ‌دانه ریز)، سیمان پرتلند و آب در یک کارخانه مرکزی تهیه می‌شود.

۳-۲-۴-۱- سنگ‌دانه

دانه‌بندی و مشخصات سنگ‌دانه مورد استفاده برای تهیه زیراساس بتنی نفوذپذیر به ترتیب در جدول‌های (۳-۱۳) و (۳-۱۴) درج شده است.

جدول ۳-۱۳- دانه‌بندی سنگ‌دانه زیراساس بتنی نفوذپذیر

اندازه الک	درصد عبوری
۳۷/۵ میلی‌متر (۱/۵ اینچ)	۱۰۰
۲۵ میلی‌متر (۱ اینچ)	۱۰۰-۹۵
۱۲/۵ میلی‌متر ($\frac{۱}{۲}$ اینچ)	۶۰-۲۵
۴/۷۵ میلی‌متر (شماره ۴)	۱۰-۰
۲/۳۶ میلی‌متر (شماره ۸)	۵-۰
۰/۰۷۵ میلی‌متر (شماره ۲۰۰)	۲-۰

8- Liquid membrane curing compound
9- Bond breaker

جدول ۳-۱۴- مشخصات سنگ‌دانه زیراساس بتنی نفوذپذیر

آزمایش	مشخصات	روش آزمایش
سایش به روش لوس‌آنجلس (درصد)	حداکثر ۴۰	AASHTO T96، ASTM C131 یا استاندارد ملی ایران شماره ۴۴۸ و ASTM C535 یا استاندارد ملی ایران شماره ۸۴۴۷
شکستگی در دو جبهه-مانده روی الک ۴/۷۵ میلی‌متر (درصد)	حداقل ۷۰	ASTM D5821
شاخص دوام[10]	حداقل ۴۰	ASTM D3744
سنگ‌دانه‌های پهن و دراز مانده روی الک ۴/۷۵ میلی‌متر (درصد)	حداکثر ۱۵	ASTM D4791
شن و ماسه طبیعی (درصد)	۰	-
کلوخه‌های رس و دانه‌های سست[11] (درصد)	۰	AASHTO T112 یا ASTM C142
دانه‌های نرم[12] (درصد)	۵	ASTM C235
شاخه یا ریشه درخت (درصد)	۰	-

۳-۲-۴-۲- سیمان و آب

مشخصات سیمان و آب مورد استفاده برای اجرای زیراساس بتنی نفوذپذیر مانند مشخصات این مصالح برای اجرای رویه بتنی (بندهای ۳-۳-۱ و ۳-۳-۳) است.

۳-۲-۴-۳- طرح مخلوط

حداقل عیار سیمان برای تهیه مخلوط زیراساس بتنی نفوذپذیر برابر ۱۲۰ کیلوگرم در متر مکعب است. در صورت استفاده از خاکستر بادی[13]، مقدار جایگزینی خاکستر بادی حداکثر ۲۵ درصد وزنی سیمان است. همچنین نسبت آب به سیمان (W/C) که از تقسیم وزن آب به مجموع وزن سیمان و خاکستر بادی بدست می‌آید، نباید از ۰/۴۵ بیشتر باشد.

۳-۲-۴-۴- اجرای زیراساس بتنی نفوذپذیر

روش ساخت و تجهیزات لازم برای اجرای زیراساس بتنی نفوذپذیر مانند اجرای رویه بتنی است، علاوه بر آن نکات زیر نیز باید مد نظر قرار گیرد:

- در هنگام تهیه زیراساس بتن نفوذپذیر نباید از سنگ‌دانه‌های یخزده استفاده شود. همچنین از اجرای این نوع زیراساس روی بستر یخزده باید خودداری شود؛
- دمای هوا هنگام اجرای زیراساس بتنی نفوذپذیر نباید کمتر از ۵ درجه سانتی‌گراد باشد؛

10- Aggregate Durability Index
11- Clay Balls and Friable Particles
12- Soft Particles
13- Fly ash

- برای تراکم زیراساس بتنی نفوذپذیر از ویبراتور استفاده می‌شود. تراکم باید حداقل ۹۵ درصد نتیجه آزمایش به روش AASHTO T121، ASTM C139 یا استاندارد ملی شماره ۳۸۲۱ (تعیین هوای بتن به روش وزنی) باشد؛

- به‌منظور عمل‌آوری زیراساس بتنی نفوذپذیر، باید سطح آن به مدت ۸ ساعت و به فواصل ۲ ساعت آب‌پاشی شود. شروع عملیات عمل‌آوری از صبح روز بعد از اجرای زیراساس بتنی نفوذپذیر انجام می‌شود؛

- در شروع کار عملیات بتن‌ریزی زیراساس نفوذپذیر یا در هنگامی که به علت وقفه در فرآیند عملیات بتن‌ریزی، درز ساخت ایجاد می‌شود، سطح این درز باید به‌صورت عمود بر محور راه باشد؛

- به مدت سه روز از زمان پخش زیراساس بتن نفوذپذیر، باید از تردد وسایل نقلیه یا ماشین‌آلات راهسازی جلوگیری شود. تا قبل از زمان گفته شده نباید لایه رویه بتنی روی زیراساس بتنی نفوذپذیر اجرا شود؛

- پس از اجرای این لایه باید از آلوده شدن آن با موادی مانند گِل و لای که بازده هیدرولیکی سطح را کاهش می‌دهند، جلوگیری شود؛

- به‌منظور اطمینان از قابلیت جذب آب توسط زیراساس بتنی نفوذپذیر اجرا شده، یک لیتر آب در روی سطح آن و به‌صورت متمرکز ریخته می‌شود. چنانچه این مقدار آب ظرف مدت ۱۵ ثانیه جذب لایه زیراساس بتنی نفوذپذیر نشود، می‌توان نتیجه گرفت که بازده هیدرولیکی[14] این لایه آسیب دیده است. در این صورت باید لایه زیراساس اجرا شده برداشته شود و مجدداً اجرا گردد. هنگام عملیات اجرای لایه رویه، نباید ماشین‌آلات راهسازی از روی زیراساس بتنی نفوذپذیر تردد نمایند؛

- برای جلوگیری از حرکت ریزدانه‌های بستر به سمت بالا و مسدود کردن زیراساس نفوذپذیر باید از یک لایه مصالح فیلتر یا زمین‌پارچه (ژئوتکستایل) استفاده شود. مشخصات لایه مصالح فیلتر و زمین‌پارچه در بند (۳-۱-۲) ارائه شده است؛

- ناهمواری سطح که با استفاده از شمشه ۳ متری در جهات عرضی و طولی راه اندازه‌گیری می‌شود، نباید بیشتر از ۱۵ میلی‌متر باشد.

۳-۲-۵- زیراساس قیری نفوذپذیر

۳-۲-۵-۱- سنگ‌دانه

دانه‌بندی و مشخصات سنگ‌دانه مورد استفاده برای تهیه زیراساس قیری نفوذپذیر به ترتیب در جدول‌های (۳-۱۵) و (۳-۱۶) درج شده است.

14- Hydraulic efficiency

جدول ۳-۱۵- دانه‌بندی سنگ‌دانه زیراساس قیری نفوذپذیر

اندازه الک	درصد عبوری
۳۷/۵ میلی‌متر (۱/۵ اینچ)	۱۰۰
۲۵ میلی‌متر (۱ اینچ)	۱۰۰-۹۵
۱۲/۵ میلی‌متر ($\frac{۱}{۲}$ اینچ)	۶۰-۲۵
۴/۷۵ میلی‌متر (شماره ۴)	۱۰-۰
۲ میلی‌متر (شماره ۱۰)	۵-۰
۰/۰۷۵ میلی‌متر (شماره ۲۰۰)	۳-۰

جدول ۳-۱۶- مشخصات سنگ‌دانه زیراساس قیری نفوذپذیر

آزمایش	مشخصات	روش آزمایش
سایش به روش لوس‌آنجلس (درصد)	حداکثر ۴۰	AASHTO T96، ASTM C131 یا استاندارد ملی ایران شماره ۴۴۸و ASTM C535 یا استاندارد ملی ایران شماره ۸۴۴۷
شکستگی در دو جبهه-مانده روی الک ۴/۷۵ میلی‌متر (درصد)	حداقل ۷۵	ASTM D5821
شاخص دوام[15]	حداقل ۴۰	ASTM D3744
سنگ‌دانه‌های پهن و دراز مانده روی الک ۴/۷۵ میلی‌متر (درصد)	حداکثر ۱۵	ASTM D4791
شن و ماسه طبیعی (درصد)	۰	-
کلوخه‌های رس و دانه‌های سست[16] (درصد)	۰	AASHTO T112 یا ASTM C142
دانه‌های نرم[17] (درصد)	۵	ASTM C235
شاخه یا ریشه درخت (درصد)	۰	-

۳-۲-۵-۲- قیر

قیر مورد استفاده برای تهیه زیراساس قیری نفوذپذیر، از نوع PG64-22 و مقدار آن ۲/۵±۰/۳ درصد (نسبت به وزن مخلوط آسفالتی) است.

۳-۲-۵-۳- اجرای زیراساس قیری نفوذپذیر

برای اجرای زیراساس قیری نفوذپذیر از ماشین‌آلات مربوط به اجرای بتن آسفالتی گرم استفاده می‌شود. ناهمواری سطح که با استفاده از شمشه ۳ متری در جهات عرضی و طولی راه اندازه‌گیری می‌شود، نباید بیشتر از ۱۵ میلی‌متر باشد. محدودیت‌های مربوط به شرایط جوی برای اجرای زیراساس قیری نفوذپذیر مانند اجرای بتن آسفالتی گرم است. تا

15- Aggregate Durability Index
16- Clay balls and friable particles
17- Soft particles

هنگامی که دمای لایه زیراساس قیری نفوذپذیر اجرا شده به دمای محیط نرسیده است، نباید ماشین‌آلات راهسازی و وسایل نقلیه از روی آن عبور کنند. همچنین پس از اجرای این لایه نیز باید از آلوده شدن آن با موادی مانند گِل که بازده هیدرولیکی سطح را کاهش می‌دهند، جلوگیری شود. به‌منظور اطمینان از قابلیت جذب آب توسط زیراساس قیری نفوذپذیر اجرا شده، یک لیتر آب در روی سطح آن و به‌صورت متمرکز ریخته می‌شود. در صورتی که این مقدار آب ظرف مدت ۱۵ ثانیه جذب نشود، نتیجه می‌شود که بازده هیدرولیکی این لایه آسیب دیده است. در این صورت باید لایه زیراساس اجرا شده برداشته شود و مجدداً اجرا گردد. هنگام عملیات اجرای لایه رویه، نباید ماشین‌آلات راهسازی از روی زیراساس قیری نفوذپذیر تردد نمایند.

برای جلوگیری از حرکت ریزدانه‌های بستر به سمت بالا و مسدود کردن زیراساس نفوذپذیر باید از یک لایه مصالح فیلتر یا زمین‌پارچه استفاده شود. مشخصات لایه مصالح فیلتر و زمین‌پارچه در بند (۱-۲-۳) ارائه شده است.

۳-۲-۶- زیراساس قیری (آسفالتی)

برای استفاده از زیراساس بتن آسفالتی گرم با دانه‌بندی پیوسته، ملاحظات مندرج در فصل نهم آیین‌نامه روسازی آسفالتی راه‌های ایران (نشریه شماره ۲۳۴) در نظر گرفته می‌شود. علاوه بر آن به موارد زیر نیز باید توجه شود:

- معمولاً حداکثر اندازه اسمی سنگ‌دانه‌های مصرفی زیراساس قیری برابر ۱۹ میلی‌متر است؛

- با توجه به اینکه دمای سطح زیراساس آسفالتی ممکن است به ۶۰ درجه سانتیگراد یا بیشتر برسد، بنابراین، برای کاهش دمای سطح زیراساس آسفالتی، قبل از اجرای رویه بتنی، آب یا محلول آب-آهک روی سطح زیراساس آسفالتی افشانه می‌شود؛

- ضخامت زیراساس قیری تابعی از استحکام لایه زیر آن است؛ با این وجود چنانچه در زیر لایه زیراساس قیری از زیراساس سنگ‌دانه‌ای استفاده شده باشد یا لایه زیر آن با آهک یا سیمان تثبیت شده باشد، ضخامت‌هایی حدود ۵ سانتی‌متر برای آن کافی به‌نظر می‌رسد.

۳-۲-۷- پیوندزدا[18]

هنگامی که تغییرات دما و رطوبت باعث انقباض و انبساط دال بتنی می‌شود، سختی نسبتاً زیاد و بافت زبر زیراساس از نوع تثبیت شده با سیمان یا بتن مگر باعث ایجاد تنش اصطکاکی قابل ملاحظه بین دال بتنی و لایه زیراساس می‌شود. زیراساس‌های از نوع بتنی نفوذپذیر نیز با چنین مکانیزمی مواجه هستند؛ زیرا نفوذ بتن لایه رویه به درون منافذ زیراساس نفوذپذیر باعث بوجود آمدن سطح گیرداری بین دال بتنی و زیراساس بتنی نفوذپذیر می‌شود. تنش اصطکاکی گفته شده می‌تواند منجر به بروز ترک‌خوردگی رویه بتنی شود. همچنین وجود مقدار زیاد سیمان در لایه‌های زیراساس از نوع تثبیت شده با سیمان یا بتن مگر و عدم عمل‌آوری مناسب آنها می‌تواند باعث بروز ترک‌های انقباضی در لایه‌های

18- Bond breaker/Separation memberane/Waterproof memberane

گفته شده و توسعه آنها به رویه بتنی شود. علاوه بر آن باید موضوع جلوگیری از جذب آبِ بتنِ تازه توسط مصالح زیراساس نیز هنگام اجرای رویه بتنی مورد توجه قرار گیرد.

به‌طور کلی اگر هدف از جداسازی رویه بتنی و لایه زیراساس، جلوگیری از جذب آبِ بتنِ تازه توسط مصالح زیراساس و همچنین کاهش اصطکاک بین این دولایه باشد، باید قبل از اجرای روسازی بتنی درزدار، صفحات پلاستیکی (نایلون) غیر قابل نفوذ به ضخامت حداقل ۰/۱۲۵ میلی‌متر، با همپوشانی ۳۰ سانتی‌متر (در محل قطع صفحات) روی لایه زیراساس نصب شود؛ با این وجودچنانچه برای عمل‌آوری لایه زیراساس تثبیت شده از اندود قیری یا برای عمل‌آوری زیراساس از نوع بتن مگر از ماده عمل‌آورنده ثانویه استفاده شده باشد، نیازی به استفاده از صفحات پلاستیکی نیست. اگر روسازی بتنی از نوع مسلح پیوسته باشد، باید قبل از اجرای بتنِ رویه، سطح لایه زیراساس قیراندود شود. اندود گفته شده می‌تواند همان اندود قیری مورد استفاده برای عمل‌آوری زیراساس تثبیت‌شده با سیمان یا اندود مورد استفاده برای عمل‌آوری زیراساس از نوع بتن مگر باشد.

چنانچه هدف از جداسازی رویه بتنی و لایه زیراساس علاوه بر موارد گفته شده، جلوگیری از بروز ترک‌های انعکاسی به رویه بتنی باشد، لازم است از یک لایه بتن آسفالتی گرم به ضخامت ۳ تا ۶ سانتی‌متر یا یک میان لایه از نوع زمین‌پارچه (ژئوتکستایل) بافته‌نشده[19] به ضخامت ۵ میلی‌متر با مشخصات مندرج در جدول (۱۷-۳) بین دال بتنی و زیراساس تثبیت شده با سیمان، استفاده شود.

درخصوص استفاده از زمین‌پارچه بافته نشده نکات زیر باید مد نظر قرار گیرد:

- زمین‌پارچه پهن شده روی زیراساس تثبیت شده باید عاری از چروک و تاشدگی باشد؛

- در صورتی که پیش‌بینی می‌شود ماشین‌آلات روسازی در جلوی فینیشر تردد کنند، نباید بیش از ۲۰۰ متر از زمین‌پارچه قبل از اجرای رویه بتنی پهن شود؛

- پهن کردن زمین‌پارچه نباید بیش از یک ماه قبل از اجرای رویه بتنی انجام شود. بهتر است این زمان به ۲ تا ۳ روز محدود شود؛

- تردد روی زمین‌پارچه پهن شده باید به حداقل ممکن برسد؛

- زمین‌پارچه باید با ابزاری مانند گل میخِ گالوانیزه به لایه زیراساس متصل شود. قطر واشر یا دیسک گل میخ ۵۰ تا ۷۰ میلی‌متر است و به فواصل ۲ متر یا کمتر اجرا می‌شوند؛

- همپوشانی[20] زمین‌پارچه باید ۱۵ تا ۲۰ سانتی‌متر باشد. ضمناً انتهای رول زمین‌پارچه باید در زیر ابتدای رول بعدی قرار گیرد؛

- در هیچ موقعیتی نباید بیش از ۳ لایه زمین‌پارچه روی هم قرار گیرد؛

19- Nonwoven
20- Overlap

- لبه آزاد زمین‌پارچه باید تا بیرون لبه دال بتنی و تا موقعیتی (یا لایه‌ای) که زهکشی را تسهیل می‌کند، حداقل به اندازه ۱۰ سانتی‌متر ادامه یابد؛

- قبل از اجرای رویه بتنی، زمین‌پارچه پهن شده مقداری مرطوب می‌شود. این رطوبت نباید در حد اشباع کردن زمین‌پارچه باشد.

جدول ۳-۱۷- مشخصات زمین‌پارچه برای جلوگیری از پیوند رویه بتنی و زیراساس تثبیت شده با سیمان و جلوگیری از بروز ترک‌های انعکاسی

مشخصه	حدود مشخصات	روش انجام آزمایش
نوع زمین‌پارچه	بافته نشده، زمین‌پارچه پانچ سوزنی شده[۲۱]، بدون اتصال حرارتی[۲۲]	EN 13249, Annex F
رنگ	الیاف با رنگ مشابه و یکنواخت	بررسی چشمی
جرم واحد سطح	$\geq$۴۵۰g/m^2 $\leq$۵۵۰g/m^2	ASTM D 5261(ISO 9864)
ضخامت تحت بار (فشار)	الف- تحت فشار ۲kPa: $\leq$ ۳mm ب- تحت فشار ۲۰kPa: $\leq$ ۲/۵mm پ- تحت فشار ۲۰۰kPa: $\leq$ ۱mm	ASTM D 5199(ISO 9863-1)
مقاومت کششی به روش نوار پهن[۲۳]	$\leq$۱۰kN/m	ASTM D 4595(ISO 10319)
حداکثر ازدیاد طول[۲۴]	$\geq$۱۳۰٪[۲۵]	ASTM D 4595 (ISO 10319)
نفوذپذیری آب در جهت قائم در شرایط اعمال نیرو (فشار)	در شرایط ۲۰ kPa: $\geq$ ۱×۱۰$^{-۴}$ m/s	ASTM D 4491, ASTM D 5493 (DIN 60500-4)
نفوذپذیری آب (قابلیت انتقال[۲۶] آب) صفحه‌ای در شرایط اعمال نیرو (فشار)	الف- تحت فشار ۲۰kPa: $\leq$ ۵×۱۰$^{-۴}$ m/s ب- تحت فشار ۲۰۰kPa: $\leq$ ۲×۱۰$^{-۴}$ m/s	ASTM D 6574, ASTM D 4716(ISO 12958)
مقاومت آب و هوایی (نور، رطوبت و دما)	حفظ مقاومت $\geq$۶۰٪	ASTM D 4355 @ 500 hrs. exposure (EN 12224)
مقاومت در برابر قلیایی[۲۷]	$\geq$۹۶٪ پلی اتیلن/پلی پروپیلن	EN 13249, Annex B

21- Needle-punched geotextile
22-No thermal treatment
23- Wide-width tensile strength
24- Wide-width maximum elongation

۲۵ - حداکثر ازدیاد طول کمتر از ۶۰ درصد، نتایج عملی بهتری به همراه دارد.

26- Transmissivity
27- Alkali resistance

۳-۳- اجرای رویه بتنی ساده درزدار و مسلح پیوسته

عملیات مربوط به اجرای رویه بتنی شامل تهیه سیمان، سنگ‌دانه، آب، مواد افزودنی و میلگردها و کلیه مصالح و وسایل موردنیاز دیگر برای تهیه، قالب‌بندی، ریختن، تراکم، پرداخت، ایجاد بافت و عمل‌آوردن بتن، ایجاد درز و درزگیری است که در این بخش به توضیح موارد گفته شده پرداخته می‌شود.

۳-۳-۱- سیمان

۳-۳-۱-۱- کلیات

مشخصات انواع سیمان پرتلند، مشخصات پوزولان مورد استفاده در سیمان‌های پوزولانی، ویژگی‌های سیمان پوزولانی و سیمان روباره‌ای[۲۸] به ترتیب در استانداردهای ملی ایران به شماره‌های ۳۸۹، ۳۴۳۳، ۳۴۳۲ و ۳۵۱۷ ارائه شده است.

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

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

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

انواع سیمان پرتلند عبارتند از:

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

۲) سیمان پرتلند نوع دو، یا سیمان پرتلند اصلاح شده که با نماد «پ-۲» نشان داده می‌شود. این نوع سیمان در بتن‌هایی که در معرض مقادیر متوسط سولفات‌ها قرار می‌گیرند یا وقتی که به گرمازایی کمتر در حین گیرش نیاز باشد از این نوع سیمان به جای سیمان نوع یک استفاده می‌شود.

۳) سیمان پرتلند نوع سه، یا سیمان زودسخت شونده، که با نماد «پ-۳» نشان داده می‌شود. از این نوع سیمان برای تهیه بتن‌های زودگیر استفاده می‌شود.

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

۵) سیمان پرتلند نوع پنج، یا سیمان مقاوم در برابر سولفات، که با نماد «پ-۵» نشان داده می‌شود. برای بتن‌هایی که در معرض تأثیر شدید سولفات‌ها باشند از این نوع سیمان استفاده می‌شود.

28- Slag

نوع سیمان مصرفی تابع شرایط محیطی و موقعیت دال بتنی است. معمولاً برای تهیه روسازی بتنی از سیمان پرتلند نوع یک یا دو استفاده می‌شود. چنانچه شرایط منطقه‌ای، نوع خاصی از بتن را ایجاب نماید (به‌عنوان مثال بتن در معرض تأثیر شدید سولفات‌ها باشد)، انتخاب سیمان متناسب با شرایط موجود در محل پروژه انجام می‌گیرد.

۳-۳-۱-۲- تواتر نمونه‌برداری از سیمان پرتلند

نمونه‌برداری از سیمان پرتلند، باید به یکی از روش‌های زیر انجام شود. آزمایش‌های زیر باید حداقل ماهی یک‌بار انجام شود:

۱) از هر محموله وارده به کارگاه، ۵ کیلوگرم نمونه؛

۲) از محل تخلیه سیمان سیلو، به ازای هر یک صد تن، ۵ کیلوگرم نمونه؛

۳) از انبار کیسه‌های سیمان، به ازای هر ۵ تن سیمان کیسه‌ای، یا کمتر، یک کیسه به‌عنوان نمونه.

۳-۳-۱-۳- ضوابط پذیرش سیمان‌های پرتلند

سیمان‌های پرتلند زمانی قابل قبول تلقی می‌شوند که ضوابط زیر برآورده شوند:

۱) نتایج حاصل از یک آزمایش یا میانگین نتایج حاصل از دو آزمایش متوالی، ضوابط مندرج در جدول‌های (۱۸-۳) و (۱۹-۳) را برآورده سازند.

۲) میانگین نتایج حاصل از دو آزمایش متوالی یا میانگین نتایج حاصل از سه آزمایش متوالی، ضوابط مندرج در جدول (۲۰-۳) را برآورده سازند.

جدول ۳-۱۸- الزامات ترکیب شیمیایی سیمان‌های پرتلند*

ردیف	ویژگی شیمیایی		نوع سیمان پرتلند					روش انجام آزمایش		
			۱	۲	۳	۴	۵	ASTM	AASHTO	استاندارد ملی
۱	SiO_2 (حداقل درصد وزنی)		-	۲۰	-	-	-	C114	T105	۱۶۹۲
۲	Al_2O_3 (حداکثر درصد وزنی)		-	۶	-	-	-	C114	T105	۱۶۹۲
۳	Fe_2O_3 (حداکثر درصد وزنی)		-	۶	-	۶/۵	-	C114	T105	۱۶۹۲
۴	MgO (حداکثر درصد وزنی)		۵	۵	۵	۵	۵	C114	T105	۱۶۹۲
۵	SO_3 (حداکثر درصد وزنی)	اگر $C_3A \leq$ ٪۸	۳	۳	۳/۵	۲/۳	۲/۳	C114	T105	۱۶۹۲
		اگر $C_3A \geq$ ٪۸	۳/۵	-	۴/۵	-	-	C114	T105	۱۶۹۲
۶	حداکثر کاهش وزن ناشی از سرخ شدن (درصد وزنی)		۳	۳	۳	۲/۵	۳	C114	T105	۱۶۹۲
۷	حداکثر میزان باقی‌مانده نامحلول (درصد وزنی)		۰/۷۵	۰/۷۵	۰/۷۵	۰/۷۵	۰/۷۵	C114	T105	۱۶۹۲
۸	C_3S (حداکثر درصد وزنی)		-	-	-	۳۵	-	C114	T105	۱۶۹۲
۹	C_2S (حداقل درصد وزنی)		-	-	-	۴۰	-	C114	T105	۱۶۹۲
۱۰	C_3A (حداکثر درصد وزنی)		-	۸	۱۵	۷	۵	C114	T105	۱۶۹۲
۱۱	$2C_3A+C_4AF$ یا C_2F+C_4AF (حداکثر درصد وزنی)		-	-	-	-	۲۵	C114	T105	۱۶۹۲

***توضیح درخصوص جدول فوق:**

۱) توصیه اکید می‌شود در شرایطی که خطر واکنش قلیایی سیلیسی سنگ‌دانه‌ها وجود دارد، مقدار قلیا ($Na_2O+0.658K_2O$) سیمان‌های پرتلند از ۰/۶ درصد وزنی تجاوز نکند. همچنین در شرایط معمول حرارت‌زایی سیمان، حداکثر مجموع C_3S و C_3A سیمان پرتلند تیپ ۲ از ۵۸ درصد وزنی تجاوز نکند.

۲) در صورت رعایت ضابطه ردیف ۶ از جدول (۱۹-۳)، رعایت ضوابط ردیف‌های ۱۰ و ۱۱ فوق در سیمان نوع پنج الزامی نخواهد بود.

جدول ۳-۱۹- الزامات فیزیکی سیمان‌های پرتلند

ردیف	مشخصه		نوع سیمان پرتلند						روش آزمایش		
			۱			۲	۳	۴	۵	ASTM	AASHTO	استاندارد ملی
			۳۲۵-۱	۴۲۵-۱	۵۲۵-۱							
۱	حداقل سطح ویژه به روش بلین (سانتی‌متر مربع بر گرم)		۲۸۰۰			۲۸۰۰	۳۲۰۰	۲۸۰۰	۲۸۰۰	C204	T153	۳۹۰
۲	حداکثر انبساط آزمایش اتوکلاو (درصد)		۰/۸			۰/۸	۰/۸	۰/۸	۰/۸	C151	T107	۳۹۱
۳	زمان گیرش به روش ویکات	حداقل گیرش اولیه (دقیقه)	۴۵			۴۵	۴۵	۴۵	۴۵	C191	T131	۳۹۲
		حداکثر گیرش نهایی (دقیقه)	۳۶۰			۳۶۰	۳۶۰	۳۶۰	۳۶۰			
۴	حداکثر گرمای آب‌گیری ۷ روزه (کالری بر گرم)		-			۷۰	-	۶۰	-	C186	-	۳۹۴
۵	حداکثر حرارت هیدراتاسیون ۲۸ روزه (کالری بر گرم)		-			-	-	۷۰	-	C186	-	۳۹۴
۶	انبساط سولفات ۱۴ روزه (درصد)		-			-	-	-	۰/۴	C151	T107	۳۹۱

جدول ۳-۲۰- الزامات مکانیکی سیمان‌های پرتلند

مشخصه		نوع سیمان پرتلند							روش آزمایش		
		۱			۲	۳	۴	۵	ASTM	AASHTO	استاندارد ملی
		۳۲۵-۱	۴۲۵-۱	۵۲۵-۱							
مقاومت فشاری ملات استاندارد (مگاپاسکال)	۱ روزه (حداقل)	-	-	-	-	۱۲/۵	-	-	C349	-	۳۹۳
	۲ روزه (حداقل)	-	۱۰	۲۰	-	-	-	-			
	۳ روزه (حداقل)	۱۲	-	-	۱۰	۲۴	-	۸/۵			
	۷ روزه (حداقل)	۲۰	-	-	۱۷/۵	-	۷	۱۵			
	۲۸ روزه (حداقل)	۳۲/۵	۴۲/۵	۵۲/۵	۳۱/۵	-	۱۸	۲۷			
	(حداکثر)	۵۲/۵	۶۲/۵	-	-	-	-	-			

۳-۳-۱-۴- ضوابط بسته‌بندی، حمل و نقل، انبارکردن و مصرف سیمان‌های کیسه‌ای

۱) سیمان پرتلند باید در کیسه‌های مناسب، مقاوم و قابل انعطاف بارگیری شود، به‌طوری‌که رطوبت و مواد خارجی به داخل آن نفوذ نکند و کیسه سیمان در هنگام حمل و نقل پاره نشود؛

۲) روی کیسه‌های سیمان باید نوع سیمان پرتلند و تاریخ تولید سیمان درج شود. در سیمان‌های نوع یک، باید مقاومت سیمان نیز قید شود؛

۳) وزن اسمی هر کیسه سیمان پرتلند ۵۰ کیلوگرم است؛

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

۵) سیمان‌های کیسه‌ای باید روی کف خشک، که حداقل به اندازه ۱۰۰ میلی‌متر از سطح اطراف خود بالاتر باشد، قرار گیرند؛

۶) ترتیب قراردادن کیسه‌های سیمان در انبار باید به‌گونه‌ای باشد که کیسه‌ها، به ترتیب ورود به انبار مصرف شوند؛

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

۸) درمناطق خشک، کیسه‌های سیمان باید نزدیک به یکدیگر، با فاصله ۵۰ تا ۸۰ میلی‌متر از یکدیگر قرار داده شوند تا عبور جریان هوا از بین کیسه‌ها موجب خشک شدن سیمان بشود. در مناطق شرجی و با رطوبت نسبی بیش از ۹۰ درصد، کیسه‌های سیمان باید به یکدیگر چسبانیده شوند؛

۹) کیسه‌های سیمان، در همه مناطق، باید حداقل ۳۰۰ میلی‌متر از دیوارها و ۶۰۰ میلی‌متر از سقف فاصله داشته باشند؛

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

۱۱) سیمان‌های کیسه‌ای در مناطق با رطوبت نسبی بیش از ۹۰ درصد، ظرف ۴۵ روز پس از تولید و در سایر مناطق ظرف ۹۰ روز پس از تولید مصرف شوند. در صورتی‌که به دلایل غیرقابل اجتناب این امر میسر نشد، این سیمان‌ها باید قبل از مصرف آزمایش شوند؛

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

۳-۳-۱-۵- ضوابط انبارکردن و مصرف سیمان‌های فله

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

۲) سیلوهای سیمان و شالوده‌های آنها باید از نظر سازه‌ای محاسبه و طراحی شده باشد؛

۳) سیلوهای سیمان باید مجهز به ترازنما، برای تعیین موقعیت تراز سیمان در داخل سیلو و همچنین دریچه‌ای در پایین برای میل‌زدن، در صورت طاق زدن سیمان باشند؛

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

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

۶) سیمان‌های نگهداری شده در سیلو، باید حداکثر ۹۰ روز پس از تولید مصرف شود. چنانچه به دلایل غیرقابل اجتناب این امر امکان پذیر نباشد، باید قبل از مصرف تحت آزمایش قرار گیرد.

۷) سایر مشخصات سیلوها و ضوابط نگهداری سیمان در آنها، مطابق استاندارد ملی ایران، به شماره ۲۷۶۱ می‌باشد.

۳-۳-۲- سنگ‌دانه

۳-۳-۲-۱- کلیات

سنگ‌دانه‌های مصرفی در بتن باید به طور کلی دارای چنان کیفیتی باشند تا بتوان از آنها بتنی مرغوب، مقاوم و بادوام تهیه کرد. قبل از شروع عملیات اجرای رویه بتنی، از منابع سنگ‌دانه باید نمونه‌برداری شده و این نمونه‌ها مورد آزمایش مندرج در این بخش قرار گیرند. مصالح سنگی باید به طریقی انبار و نگهداری شود که از آلودگی و اختلاط آن با مواد غیرقابل قبول و همچنین از یخ‌زدگی و جمع‌شدن برف و یخ بین دانه‌های آن جلوگیری به‌عمل آید و امکان زهکشی هم فراهم باشد.

سنگ‌دانه‌ها از نظر اندازه به دو دسته سنگ‌دانه ریز و درشت تقسیم‌بندی می‌شوند. سنگ‌دانه‌های بزرگ‌تر از ۴/۷۵ میلی‌متر (الک شماره ۴) را سنگ‌دانه درشت یا شن و سنگ‌دانه‌های کوچک‌تر از ۴/۵ میلی‌متر را سنگ‌دانه ریز یا ماسه می‌نامند.

۳-۳-۲-۲- سنگ‌دانه ریز (ماسه)

سنگ‌دانه ریز از ماسه طبیعی و یا ماسه شکسته و یا مخلوطی از این دو تهیه می‌شود. سنگ‌دانه ریز باید سخت و بادوام باشد. دانه‌بندی سنگ‌دانه ریز مطابق جدول (۲۱-۳) است. چنانچه در بتن دارای مواد افزودنی هوازا با درصد هوای بیش از ۳ درصد، عیار سیمان بیش از ۲۴۰ کیلوگرم بر متر مکعب باشد یا اگر در بتن بدون مواد افزودنی هوازا با درصد هوای کمتر از ۳ درصد، عیار سیمان بیش از ۳۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب باشد، می‌توان حداقل درصد عبوری از الک‌های ۰/۳ میلی‌متر و ۰/۱۵ میلی‌متر را به ترتیب به ۵ و ۰ کاهش داد.

جدول ۳-۲۱- دانه‌بندی مصالح سنگ‌دانه ریز در بتن

اندازه الک‌ها	درصد وزنی رد شده	
	گروه ۱	گروه ۲
۹/۵ میلی‌متر ($\frac{۳}{۸}$ اینچ)	۱۰۰	۱۰۰
۴/۷۵ میلی‌متر (شماره ۴)	۱۰۰-۹۵	۱۰۰-۸۹
۲/۳۶ میلی‌متر (شماره ۸)	۱۰۰-۸۰	۱۰۰-۶
۱/۱۸ میلی‌متر (شماره ۱۶)	۸۵-۵۰	۸۰-۳۰
۰/۶ میلی‌متر (شماره ۳۰)	۶۰-۲۵	۵۰-۱۵
۰/۳ میلی‌متر (شماره ۵۰)	۳۰-۱۰	۳۰-۵
۰/۱۵ میلی‌متر (شماره ۱۰۰)	۱۰-۲	۱۰-۲
۰/۰۷۵ میلی‌متر (شماره ۲۰۰)	۳-۰*	۳-۰*

* برای بتنی که در معرض سایش قرار نمی‌گیرد، حداکثر مواد عبوری از الک ۰/۰۷۵ میلی‌متر، می‌تواند برابر ۵ درصد باشد. همچنین اگر ذرات ریزتر از الک ۰/۰۷۵ میلی‌متر

مقدار سنگ‌دانه ریز مانده بین دو الک متوالی (عبوری از هر الک و مانده روی الک بعدی) نباید بیش از ۴۵ درصد باشد. ضریب نرمی[۲۹] سنگ‌دانه ریز که از حاصل جمع درصدهای مانده روی الک‌های ۴/۷۵ میلی‌متر، ۲/۳۶ میلی‌متر، ۱/۱۸ میلی‌متر، ۰/۶ میلی‌متر، ۰/۳ میلی‌متر و ۰/۱۵ میلی‌متر، تقسیم بر ۱۰۰ به‌دست می‌آید، برای دانه‌بندی گروه ۱ نباید کمتر از ۲/۳ و بیشتر از ۳/۱ و برای دانه‌بندی گروه ۲ نباید کمتر از ۲/۳ و بیشتر از ۳/۸ باشد. همچنین ضریب نرمی سنگ‌دانه ریز که از معدن مشخصی تهیه می‌شود نباید در فرآیند عملیات اجرایی بیش از ۰/۲ درصد تغییر کند.

سنگ‌دانه ریز نباید دارای مواد زیان‌آور آلی باشد و چنانچه آزمایش تعیین ناخالصی‌های آلی به روش AASHTO T21 یا استاندارد ملی ایران به شماره ۴۹۷۹، روی آن انجام شود و رنگ حاصله تیره‌تر از رنگ استاندارد باشد، مردود و غیر قابل مصرف است. در این حالت در صورت وجود هر یک از موارد زیر، سنگ‌دانه ریز قابل استفاده است:

الف- مقاومت نسبی ۷ روزه ملات تهیه شده با آن که طبق استاندارد ASTM C87 محاسبه شده است، کمتر از ۹۵ درصد نباشد؛

ب- در صورتی که انجام آزمایش تعیین ناخالصی‌های آلی نشان دهد که تغییر رنگ به‌وجود آمده، ناشی از وجود مقادیر اندک زغال سنگ[۳۰]، لیگنیت[۳۱] (AASHTO T113، ASTM C123 یا استاندارد ملی ایران به شماره ۴۹۸۴) یا دیگر مواد مشابه است.

افت وزنی سنگ‌دانه ریز به روش AASHTO T104، ASTM C88 یا استاندارد ملی ایران به شماره ۴۴۹، پس از ۵ نوبت آزمایش با سولفات سدیم نباید از ۱۰ درصد بیشتر شود. این مقدار در صورت انجام آزمایش با سولفات منیزیم باید کمتر از ۱۵ باشد. در صورتی که سنگ‌دانه ریز الزامات افت وزنی گفته شده را نداشته باشد ولی نتیجه آزمایش یخ‌زدن و ذوب یخ بتن طبق استاندارد AASHTO T161، ASTM C666 یا استاندارد ملی ایران شماره ۱۹۲۲۷، رضایت بخش باشد، می‌توان سنگ‌دانه ریز را در بتن استفاده کرد.

همچنین حداکثر مقادیر مجاز مواد زیان‌آور در سنگ‌دانه ریز بتن مطابق جدول (۲۲-۳) است.

سنگ‌دانه‌هایی که دارای پتانسیل واکنش‌زایی با قلیایی‌های سیمان هستند نباید به‌کار رود؛ مگر آنکه تدابیر لازم (مانند استفاده از سیمان کم قلیا یا ماده افزودنی کنترل کننده انبساط ناشی از واکنش قلیایی- سنگ‌دانه) برای کاهش انبساط مخرب پیش‌بینی شود.

29- Fineness modulus
30- Coal

۳۱- لیگنیت (Lignite) یک نوع زغال‌سنگ است که به رنگ‌های قهوه‌ای و سیاه وجود دارد.

جدول ۳-۲۲- حداکثر مقادیر مجاز مواد زیان‌آور در سنگ‌دانه ریز بتن

ردیف	نوع ماده زیان‌آور		حداکثر درصد وزنی مجاز نسبت به کل نمونه	روش آزمایش		
				ASTM	AASHTO	استاندارد ملی
۱	کلوخه‌های رسی و دانه‌های سست[32]		۳	C142	T112	۴۹۷۸
۲	زغال سنگ و لیگنیت		۱	C123	T113	۴۹۷۸
۳	ترکیبات حاوی سولفور*	سولفات قابل حل در اسید[33]	۰/۸	EN 1744-1		۱-۱۹۰۳۸
		سولفور کل	۱			
۴	کلریدهای محلول در آب** (برای سنگ‌دانه بتن مسلح)	$Cl_{0.02}$	۰/۰۲	EN 1744-1	T260	۱-۱۹۰۳۸
		$Cl_{0.04}$	۰/۰۴			

* اگر مقدار سولفات محلول در اسید موجود در سنگ‌دانه ریز، بیش از مقدار مندرج باشد، مصرف آن به‌شرطی مجاز است که مقدار سولفات محلول در آب موجود در کل سنگ‌دانه ریز و درشت از حداکثر مجاز کمتر باشد.

** اگر مقدار کلرید محلول در آب موجود در سنگ‌دانه ریز، بیش از مقدار مندرج باشد، مصرف آن به‌شرطی مجاز است که مقدار کلرید محلول در آب موجود در کل سنگ‌دانه ریز و درشت از حداکثر مجاز کمتر باشد.

**برای شرایط مهاجم کلریدی حداکثر مجاز ۰/۰۲ درصد می‌باشد. در صورتی که شرایط مهاجم کلریدی وجود نداشته باشد یا حاد نباشد، حد ۰/۰۴ قابل قبول است.

۳-۳-۲-۳- سنگ‌دانه درشت (شن)

سنگ‌دانه درشت از نوع شن رودخانه‌ای، شن شکسته و یا مخلوطی از این دو و یا روباره کوره‌های آهن‌گدازی است. دانه‌بندی سنگ‌دانه درشت باید مطابق یکی از دانه‌بندی‌های مندرج در جدول (۳-۲۳) باشد.

بزرگ‌ترین اندازه اسمی سنگ‌دانه‌های درشت نباید از هیچ یک از مقادیر زیر بیشتر باشد. بزرگ‌ترین اندازه اسمی عبارت است از کوچک‌ترین اندازه الکی که حداکثر ۱۰ درصد وزنی سنگ‌دانه روی آن باقی بماند.

۱) یک سوم ضخامت دال؛

۲) سه چهارم حداقل فاصله آزاد بین میلگردها؛

۳) سه چهارم پوشش بتن روی میلگردها؛

۴) ۳۷/۵ میلی‌متر در روسازی بتنی مسلح؛

۵) ۶۳ میلی‌متر در روسازی بتنی ساده درزدار.

مقادیر حداکثر مجاز مواد زیان‌آور در سنگ‌دانه درشت مطابق جدول (۳-۲۴) است.

حداکثر درصد سایش سنگ‌دانه درشت به روش لوس‌آنجلس (AASHTO T96، ASTM C131 یا استاندارد ملی ایران شماره ۴۴۸ و ASTM C535 یا استانداردد ملی ایران شماره ۸۴۴۷) ۵۰ درصد می‌باشد. افت وزنی سنگ‌دانه درشت به روش AASHTO T104، ASTM C88 یا استاندارد ملی ایران شماره ۴۴۹، پس از ۵ نوبت آزمایش با محلول سولفات سدیم نباید از ۱۲ درصد تجاوز نماید. این مقدار در صورت انجام آزمایش با سولفات منیزیم باید کمتر از ۱۸ باشد.

32- Friable particles
33- Acid-soluble Sulfate

سنگ‌دانه‌هایی که دارای پتانسیل واکنش‌زایی با قلیایی‌های سیمان هستند نباید به‌کار رود مگر آنکه تدابیر لازم (مانند استفاده از سیمان کم قلیا یا ماده افزودنی کنترل کننده انبساط ناشی از واکنش قلیایی- سنگ‌دانه) برای کاهش انبساط مخرب پیش‌بینی شود.

جدول ۳-۲۳- دانه‌بندی سنگ‌دانه درشت بتن

شماره دانه‌بندی (محدوده اندازه اسمی) / اندازه الک	۱ (۶۳ - ۳۷/۵ میلی‌متر)	۲ (۵۰ - ۲۵ میلی‌متر)	۳ (۵۰ - ۴/۷۵ میلی‌متر)	۴ (۳۷/۵ - ۱۹ میلی‌متر)	۵ (۳۷/۵ - ۴/۷۵ میلی‌متر)	۶ (۲۵ - ۱۲/۵ میلی‌متر)	۷ (۲۵ - ۹/۵ میلی‌متر)	۸ (۲۵ - ۴/۷۵ میلی‌متر)	۹ (۱۹ - میلی
	درصد وزنی رد شده از هر الک								
۷۵ میلی‌متر (۳ اینچ)	۱۰۰	--	--	--	--	--	--	--	--
۶۳ میلی‌متر ($2\frac{1}{2}$ اینچ)	۹۰-۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	--	--	--	--	--	--
۵۰ میلی‌متر (۲ اینچ)	۳۵-۷۰	۹۰-۱۰۰	۹۵-۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	--	--	--	--
۳۷/۵ میلی‌متر (۱/۵ اینچ)	۰-۱۵	۳۵-۷۰	--	۹۰-۱۰۰	۹۵-۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	--
۲۵ میلی‌متر (۱ اینچ)	--	۰-۱۵	۳۵-۷۰	۲۰-۵۵	--	۹۰ -۱۰۰	۹۰-۱۰۰	۹۵ -۱۰۰	۰۰
۱۹ میلی‌متر ($\frac{3}{4}$ اینچ)	۰-۵	--	--	۰-۱۵	۳۵-۷۰	۲۰ -۵۵	۴۰-۸۵	--	-۱۰۰
۱۲/۵ میلی‌متر ($\frac{1}{2}$ اینچ)	--	۰-۵	۱۰-۳۰	--	--	۰ -۱۰	۱۰-۴۰	۲۵ -۶۰	-۵۵
۹/۵ میلی‌متر ($\frac{3}{8}$ اینچ)	--	--	--	۰-۵	۱۰-۳۰	۰ -۵	۰-۱۵	--	-۱۵
۴/۷۵ میلی‌متر (شماره ۴)	--	--	۰-۵	--	۰-۵	--	۰-۵	۰ -۱۰	-۵
۲/۳۶ میلی‌متر (شماره ۸)	--	--	--	--	--	--	--	۰ -۵	--
۱/۱۸ میلی‌متر (شماره ۱۶)	--	--	--	--	--	--	--	--	--
۰/۳ میلی‌متر (شماره ۵۰)	--	--	--	--	--	--	--	--	--

جدول ۳-۲۴- مقادیر حداکثر مجاز مواد زیان‌آور در سنگ‌دانه درشت در بتن

ردیف	نوع ماده زیان‌آور	شرایط محیطی	حداکثر درصد وزنی نسبت به کل نمونه	روش آزمایش		
				ASTM	AASHTO	استاندارد ملی
۱	کلوخه‌های رسی و دانه‌های سست[۳۴]	شدید ۱	۳	C142	T112	۴۹۷۸
		متوسط[۲]	۵			
		ملایم[۳]	۵			
۲	چرت[۴] (دارای وزن مخصوص کمتر از ۲/۴۰ در حالت اشباع با سطح خشک (SSD))	شدید[۱]	۳	C123	T113	۴۹۸۴
		متوسط[۲]	۵			
		ملایم[۳]	۸			
۳	مجموع کلوخه‌های رسی، دانه‌های سست و چرت[۴] (دارای وزن مخصوص کمتر از ۲/۴۰ در حالت اشباع با سطح خشک (SSD))	شدید[۱]	۵	C142 C123	T112 T113	۴۹۸۴ ۴۹۷۸
		متوسط[۲]	۷			
		ملایم[۳]	۱۰			
۴	مصالح عبوری از الک ۰/۰۷۵ میلی‌متر (شماره ۲۰۰)[۵]		[۵]۱	C117	T11	۴۴۶
۵	زغال سنگ و لیگنیت		۰/۵	C123	T113	۴۹۸۴
۳	ترکیبات حاوی سولفور[۶]	سولفات قابل حل در اسید[۳۵]	۰/۸	EN 1744-1		۱-۱۹۰۳۸
		سولفور کل	۱			
۴	کلریدهای محلول در آب[۷] (برای سنگ‌دانه بتن مسلح)	$Cl_{0.02}$	۰/۰۲	EN 1744-1	T260	۱۹۰۳۸-۱
		$Cl_{0.04}$	۰/۰۴			

۱- مناطق سردسیر که بتن در معرض یخ‌زداهای شیمیایی یا عوامل مهاجم دیگر قرار دارد، یا مناطقی که بتن قبل از یخ‌زدن و ذوب یخ مکرر، توسط تماس پیوسته با رطوبت یا آب آزاد در حد اشباع قرار دارد.

۲- مناطقی که انتظار می‌رود یخ‌زدن بتن گاهی اوقات اتفاق بیفتد در عین حال، بتن نباید به‌طور پیوسته در معرض یخ‌زدن و ذوب یخ و همچنین در معرض یخ‌زداهای شیمیایی قرار گیرد.

۳- مناطق که به ندرت یخ‌زدگی اتفاق می‌افتد.

۴- این محدودیت در استاندارد فقط در مورد سنگ‌دانه‌هایی است که چرت به‌عنوان ناخالصی آنها تلقی شود و در مورد شن‌هایی که بیشتر از چرت تشکیل شده باشند اعمال نمی‌شود. محدودیت مربوط به افت وزنی این نوع سنگ‌دانه‌ها بر اساس شرایط محیطی محل است.

۵- این حد در هر یک از حالات زیر قابل افزایش است:

- اگر مواد ریزتر از الک ۰/۰۷۵ میلی‌متر، اساساً عاری از رس یا شیل باشد، این حد می‌تواند به ۱/۵ درصد افزایش یابد؛

-اگر مشخص شده است که منبع سنگ‌دانه ریز مورد مصرف در بتن دارای مواد ریزتر از الک ۰/۰۷۵ میلی‌متر کمتر از حداکثر مجاز برای سنگ‌دانه ریز است، در این صورت حداکثر مواد ریزتر از ۰/۰۷۵ میلی‌متر (L) تا حد $L=1+[P/(100-P)](T-A)$ مجاز خواهد شد که در آن P درصد ماسه در بتن به‌صورت درصدی از کل سنگ‌دانه، T حد مقدار مجاز مواد ریزتر از ۰/۰۷۵ میلی‌متر درسنگ‌دانه ریز و A مقدار واقعی مواد ریزتر از ۰/۰۷۵ میلی‌متر موجود در سنگ‌دانه ریز است، طبق این محاسبه مقدار حداکثر مواد ریزتر از الک ۰/۰۷۵ میلی‌متر در سنگدانه درشت (شن) طوری تعیین میشود که مجموع این مواد در بتن از مقدار موجود برای حالتی که هم سنگدانه ریز و هم سنگدانه درشت (شن) مقدار حداکثر مجاز مواد ریزتر از ۰/۰۷۵ میلی‌متر را دارا هستند، بیشتر نشود.

۶- اگر مقدار سولفات محلول در اسید موجود در سنگ‌دانه ریز، بیش از مقدار مندرج باشد، مصرف آن به‌شرطی مجاز است که مقدار سولفات محلول در آب موجود در کل سنگ‌دانه ریز و درشت از حداکثر مجاز کمتر باشد.

۷- اگر مقدار کلرید محلول در آب موجود در سنگ‌دانه ریز، بیش از مقدار مندرج باشد، مصرف آن به‌شرطی مجاز است که مقدار کلرید محلول در آب موجود در کل سنگ‌دانه ریز و درشت از حداکثر مجاز کمتر باشد. همچنین برای شرایط مهاجم کلریدی حداکثر مجاز ۰/۰۲ درصد می‌باشد. در صورتی که شرایط مهاجم کلریدی وجود نداشته باشد یا حاد نباشد، حد ۰/۰۴ قابل قبول است.

34- Friable particles
35- Acid-soluble Sulfate

همچنین حداکثر میزان مجاز سنگ‌دانه‌های پهن و دراز[۳۶] که طبق استاندارد ASTM D4791 یا استاندارد ملی ایران شماره ۱۱۲۶۹ و در حالت نسبت ۱ به ۳ تعیین می‌شود، حداکثر ۱۵ درصد وزنی است.

۳-۳-۲-۴- ضوابط بارگیری، حمل و نقل، انبارکردن و مصرف سنگ‌دانه

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

۱) شرایط باید به‌گونه‌ای باشد که مواد خارجی و زیان آور در آنها نفوذ نکنند؛

۲) شرایط باید به‌نحوی باشد که دانه‌های ریز و درشت در یک دپو از یکدیگر جدا نشوند؛

۳) شرایط باید به‌گونه‌ای باشد که سنگ‌دانه‌ها شکسته نشوند؛

۴) محل نگهداری سنگ‌دانه باید دور از پوشش گیاهی و مواد آلوده کننده باشد؛

۵) درشت‌دانه‌های با حداکثر اندازه اسمی بیش از ۳۸ میلی‌متر، باید در دو گروه کمتر و بیشتر از ۲۵ میلی‌متر نگهداری شوند. درشت‌دانه‌های با حداکثر اندازه اسمی ۳۸ میلی‌متر یا کمتر باید در دو گروه کمتر و بیشتر از ۱۹ میلی‌متر نگهداری شوند. این کار امکان جدا شدن دانه‌ها از یکدیگر را کاهش می‌دهد؛

۶) دیوارهای تقسیم دپوی سنگ‌دانه باید به‌گونه‌ای مقاوم و پایدار باشد که در صورت خالی شدن یک قسمت و پر بودن قسمت مجاور، دیواره بر اثر رانش سنگ‌دانه ها، خراب یا جابجا نشود؛

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

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

۹) شیب مخروطی‌های دپوی سنگ‌دانه نباید زیاد باشد؛ زیرا این عمل سبب جداشدگی دانه‌های ریز و درشت از یکدیگر می‌شود؛

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

۱۱) در صورت تخلیه سنگ‌دانه‌ها هنگام وزش باد، باید از جدا شدن ذرات ریز جلوگیری شود؛

۱۲) محل دپوی سنگ‌دانه باید چنان آماده گردد که همواره تخلیه آب مازاد امکان‌پذیر باشد؛

۱۳) به‌منظور دستیابی به رطوبت یکنواخت برای سنگ‌دانه در کارگاه باید حداقل این مصالح دوازده ساعت در محل باقی‌مانده و سپس به مصرف برسند؛

۱۴) سیلوی ذخیره سنگ‌دانه حتی المقدور باید به شکل مربع یا دایره بوده و شیب مخروط یا هرم تحتانی آن کمتر از ۵۰ درجه باشد. ریختن سنگ‌دانه به داخل سیلو باید به‌صورت قائم انجام شود تا از برخورد سنگ‌دانه با

36- Flat and elongated particles

کناره‌های سیلو جلوگیری به‌عمل آید؛ زیرا این عمل باعث جداشدگی سنگ‌دانه‌ها می‌شود. پر بودن سیلوی مواد سنگی سبب کاهش شکسته‌شدن سنگ‌دانه و حفظ دانه‌بندی مصالح خواهد شد. به‌منظور خالی کردن سنگدانه‌ها از بلندی به داخل سیلو، باید از نردبان ویژه سنگ‌دانه استفاده شود؛

۱۵) در صورتی که شرایط به‌گونه‌ای باشد که امکان شکسته‌شدن سنگ‌دانه‌ها در حین جابجا کردن یا انبار کردن وجود داشته باشد، باید قبل از ساخت بتن با این سنگ‌دانه‌ها، بار دیگر آنها را دانه‌بندی کرد؛

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

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

۳-۳-۳- آب

آب مصرفی برای عملیات اجرایی بتن روسازی بتنی باید با استاندارد ASTM C1602/C1602M یا مفاد بند (۴,۱,۴) از استاندارد AASHTO M157 مطابقت داشته باشد. به‌طور کلی آب مصرفی برای عملیات اجرایی بتن باید صاف و عاری از مقادیر زیاد از مواد روغنی، اسیدی، قلیایی، املاح و دیگر مواد مضر باشد. همچنین آب مصرفی نباید شور باشد.

آبی را که قابل آشامیدن است، مزه یا بوی مشخصی ندارد و تمیز و صاف است، می‌توان در بتن به کار برد. تنها استثناء آن است که سوابق قبلی، دال بر نامناسب بودن این آب برای بتن باشد؛ که در این صورت این آب را نباید در بتن به کار برد. کیفیت آب مصرفی در بتن مطابق استاندارد AASHTO T26 آزمایش می‌شود.

در مورد آبی که کیفیت آن معلوم نیست، باید معیارهای مرتبط مندرج در جدول (۲۵-۳) برآورده شود. در این‌صورت آب مصرفی باید در ابتدای کار و همچنین پس از هر بار تغییر منبع تأمین آب آزمایش شود.

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

جدول ۳-۲۵- حداکثر مقدار مجاز مواد زیان‌آور در آب مصرفی در بتن

ردیف	معیار		اندازه	روش آزمایش
۱	pH		حداقل ۵ و حداکثر ۸/۵	AASHTO T26 یا ASTM D1293
۲	نسبت مقاومت فشاری ۷ و ۲۸ روزه بتن ساخته شده با آب غیر آشامیدنی به مقاومت فشاری نمونه‌های کنترل (ساخته شده با آب آشامیدنی یا آب مقطر)		حداقل ۹۰ درصد	AASHTO T106 یا ASTM C109
۳	اختلاف زمان گیرش اولیه بتن ساخته شده با آب غیر آشامیدنی نسبت به زمان گیرش نمونه‌های کنترل (ساخته شده با آب آشامیدنی یا آب مقطر)		حداکثر یک ساعت زودتر یا دیرتر	AASHTO T131 یا ASTM 191
۴	نسبت انبساط حجم به دست آمده از آزمایش سلامت سیمان با آب غیرآشامیدنی به نتیجه نظیر با آب مقطر		<۱	AASHTO T107 یا ASTM C151 یا استاندارد ملی ۳۹۱
۵	ذرات معلق جامد	بتن غیر مسلح و بدون آرماتور	۲۰۰۰	AASHTO T26 یا ASTM 1888
۶		بتن آرمه در شرایط محیطی ملایم و متوسط	۲۰۰۰	
۷		بتن آرمه در شرایط محیطی شدید و بسیار شدید و فوق‌العاده شدید	۱۰۰۰	
۸		بتن پیش‌تنیده	۱۰۰۰	
۹	کل مواد محلول در آب	بتن غیر مسلح و بدون اقلام فلزی مدفون	۳۵۰۰۰	ASTM D1888
۱۰		بتن آرمه در شرایط محیطی ملایم و متوسط	۲۰۰۰	
۱۱		بتن آرمه در شرایط محیطی شدید و بسیار شدید و فوق‌العاده شدید	۱۰۰۰	
۱۲		بتن پیش‌تنیده	۱۰۰۰	
۱۳	کل یون کلراید	بتن غیر مسلح و بدون آرماتور و بدون اقلام فلزی مدفون	۱۰۰۰۰ ppm[۳۷]	AASHTO T260 یا ASTM D512
۱۴		بتن آرمه در شرایط محیطی شدید و بسیار شدید و فوق‌العاده شدید	۵۰۰ ppm	
۱۵		بتن آرمه در شرایط محیطی ملایم و متوسط	۱۰۰۰ ppm	
۱۶		بتن غیر مسلح و بدون آرماتور ولی دارای مواد آلومینیمی یا فلزات غیر مشابه یا دارای قالب‌های گالوانیزه	۱۰۰۰ ppm	
۱۷		بتن پیش‌تنیده	۵۰۰ ppm	
۱۸	کل یون سولفات	بتن آرمه در هر شرایط محیطی	۱۰۰۰ ppm	ASTM D516
۱۹		بتن غیر مسلح و بدون اقلام فلزی مدفون	۳۰۰۰ ppm	
۲۰		بتن پیش‌تنیده	۱۰۰۰ ppm	
۲۱	قلیایی معادل ($Na_2O+0.658K_2O$)		۶۰۰ ppm	ASTM D4191 و ASTM D4192

- در ردیف‌های ۱۳، ۱۴، ۱۵ و ۱۷ علاوه بر برآورده شدن ضوابط این جدول، میزان یون کلراید آب نیز باید به میزانی باشد که وزن کل کلراید قابل حل در آب در حجم معینی از بتن (که منبع آن می‌تواند از هر یک از اجزای بتن یا از بتن باشد) برحسب درصدی از وزن سیمان همان حجم بتن از مقادیر مجاز تعیین شده برای بتن در این فصل تجاوز نکند.

- در ردیف‌های ۱۵ تا ۲۰، علاوه بر برآورده شدن ضوابط این جدول، میزان یون سولفات آب نیز باید به میزانی باشد که وزن کل سولفات قابل حل در آب در حجم معینی از بتن (که منبع آن می‌تواند از هر یک از اجزای بتن از جمله سیمان یا از محیط باشد)، برحسب درصدی از وزن سیمان همان حجم از بتن از ۴ درصد و وزن کل سولفات موجود در حجم معینی از بتن برحسب درصدی از وزن سیمان همان حجم از بتن از ۵ درصد بیشتر نباشد.

- رعایت ضابطه ردیف ۲۱ از این جدول، در مواردی که سنگ‌دانه واکنش‌زا با قلیایی‌ها وجود داشته باشد، الزامی است.

---

۳۷ - غلظت برحسب قسمت در میلیون (وزنی است) که اگر اعداد مربوطه در جدول، برحسب ppm در 10^{-4} ضرب شود، غلظت برحسب درصد وزنی به‌دست می‌آید.

۳-۳-۴- مواد افزودنی و مواد مکمل (جایگزین) سیمان

مواد افزودنی بتن موادی هستند که غیر از مواد اصلی (سیمان، آب و سنگ‌دانه)، در حین اختلاط به بتن افزوده می‌شوند. مقدار افزودنی‌ها کم است و در تعیین نسبت‌های اختلاط به حساب نمی‌آیند. مواد افزودنی معمولاً به‌صورت پودر یا مایع هستند و یک یا چند ویژگی بتن تازه یا سخت شده را تغییر می‌دهند و هدف از کاربرد آنها اصلاح برخی از این ویژگی‌ها است. مواد افزودنی اگر فقط روی یکی از خواص بتن (تازه یا یا سخت شده) تأثیر بگذارند، مواد افزودنی تک منظوره و در غیر این‌صورت مواد افزودنی چندمنظوره نامیده می‌شوند. مواد افزودنی چندمنظوره دارای یک عملکرد اصلی و یک یا چند عملکرد جنبی هستند که بسته به مورد مصرف ممکن است عملکرد اصلی آنها تغییر کند.

مواد افزودنی مورد نظر در این بند مواد افزودنی شیمیایی هستند که به‌صورت صنعتی و شیمیایی تولید می‌شوند. مواد افزودنی را باید با کمی آب اختلاط بتن مخلوط کرد و همراه با سایر اجزای بتن به داخل مخلوط‌کن ریخت و یا اینکه آن را به‌صورت تدریجی به مخلوط‌کنِ درحال کار وارد کرد. سازگاری افزودنی‌ها با یکدیگر و نیز با سیمان باید بررسی شود.

حداکثر میزان مصرف مواد افزدنی شیمیایی ۵ درصد وزنی سیمان است. استفاده از کلرید کلسیم (ASTM D98) به‌عنوان ماده افزودنی تسریع‌کننده گیرش فقط در بتن بدون آرماتور مجاز است و مقدار آن نباید از ۲ درصد وزنی سیمان بیشتر باشد. در هر حال مواد افزودنی نباید بیشتر از مقداری که تولیدکننده مشخص کرده است، مصرف شوند.

مواد افزودنی باید با استانداردهای ملی ایران، از جمله استاندارد ۲۹۳۰، مطابقت داشته باشد. در صورت عدم تدوین تمام یا بخشی از استانداردهای مورد نیاز، باید از یکی از استانداردهای معتبر بین‌المللی استفاده کرد.

انواع مواد افزودنی که برای ساخت روسازی بتنی می‌توان استفاده نمود عبارتند از:

۱) افزودنی‌های هوازا[۳۸] (مشخصات این مواد مطابق استانداردهای AASHTO M154 (ASTM C260) است)؛

۲) افزودنی‌های شیمیایی که به‌منظور کاهش مقدار آب[۳۹]، تاخیر انداختن در گیرش بتن[۴۰] یا تسریع در گیرش بتن[۴۱] استفاده می‌شود. مشخصات این مواد مطابق استانداردهای AASHTO M194 (ASTM C494) است؛

۳) افزودنی‌های معدنی[۴۲] (مواد مکمل (جایگزین) سیمان[۴۳]).

پوزولان‌ها مواد سیلیسی یا سیلیسی و آلومینی هستند که به خودی خود خواص سیمانی نداشته یا خواص سیمانی اندک دارند، ولی در حضور رطوبت با هیدروکسیدکلسیم واکنش داده و ترکیباتی مانند سیلیکات کلسیم آب‌دار تولید می‌کنند، بنابراین، می‌توانند خواص سیمانی نشان دهند. پوزولان‌ها بر دو نوعند: پوزولان‌های طبیعی و پوزولان‌های

38- Air-entraining admixtures
39- Water-reducing
40- Set-retarding
41- Set-accelerating
42- Mineral admixtures
43- Supplementary cementitious materials

صنعتی یا مصنوعی. پوزولان‌های طبیعی در انواع خام یا تکلیس‌شده[44] وجود دارند و به‌طور عمده شامل خاکسترهای آتشفشانی غیر بلورین هستند. خاکستر بادی[45] و دوده سیلیسی[46] نیز از جمله متداول‌ترین پوزولان‌های مصنوعی یا صنعتی هستند. دوده سیلیسی یا میکرو سیلیس، محصول فرعی کوره‌های قوس الکتریک صنایع فرو آلیاژ و فرو سیلیس بوده و ماده‌ای است با فعالیت پوزولانی بسیار شدید که بیش از ۸۵ درصد سیلیس بلوری نشده دارد. خاکستر بادی نیز محصول فرعی نیروگاه‌های سوخت زغال سنگ است که شامل سیلیس، آلومین و اکسیدهای آهن و کلسیم است. خاکستر بادی در رده‌های F (با اکسید کلسیم حداکثر ۱۰ درصد) و C (با اکسید کلسیم بیش از ۱۰ درصد) وجود دارد. خاکستر بادی رده C، در محیط بتن خاصیت سیمانی شدن نیز دارد و آن را می‌توان جزو مواد شبه سیمانی به حساب آورد. مواد شبه سیمانی دارای خاصیت پنهان هیدرولیکی هستند و در صورتی که به‌گونه‌ای مناسب فعال شوند، خواص سیمانی پیدا می‌کنند. این مواد فقط در محیط قلیایی با آب واکنشی مشابه سیمان پرتلند نشان می‌دهند. متداول‌ترین مواد شبه سیمانی، روباره یا سرباره کوره آهن‌گدازی[47] و خاکستر بادی رده C هستند.

مواد جایگزین سیمان به‌منظور تأمین یک یا چند خاصیت زیر بسته به مورد به‌کار می‌روند:

۱) کاهش مصرف سیمان؛ ۲) کاهش سرعت و میزان حرارت هیدراسیون؛ ۳) افزایش مقاومت بتن؛ ۴) افزایش پایایی از طریق کاهش نفوذپذیری آن.

در طرح مخلوط بتن روسازی راه‌ها حداکثر مقدار خاکستر بادی و روباره آهن‌گدازی مطابق جدول (۳-۲۶) است.

جدول ۳-۲۶- مقدار خاکستر بادی و روباره آهن‌گدازی در بتن روسازی بتنی

ماده جایگزین سیمان (افزودنی‌های معدنی)	درصد جایگزینی (برحسب وزن سیمان)
خاکستر بادی رده C	حداکثر ۳۰
خاکستر بادی رده F	حداکثر ۲۵
سرباره آهن‌گدازی	حداکثر ۵۰

۳-۳-۵- طرح مخلوط بتن

هدف از طرح مخلوط بتن تعیین نسبت‌های اجزای تشکیل دهنده آن اعم از سیمان، آب، شن و ماسه است به‌طوری که بتنی مقاوم، با دوام و دارای کارایی مورد نظر و با حداقل هزینه حاصل شود.

می‌توان گفت طرح مخلوط بتن یک عملیات تجربی ـ آزمایشگاهی است که در آن از برخی اطلاعات و داده‌های راهنما که در روش طرح مخلوط مورد نظر ارائه می‌شود استفاده می‌گردد.

44- Raw or calcined natural pozzolans
45- Fly ash
46- Silica Fume, Condensed Silica Fume, Microsilica
47- Ground granulated blast furnace slag

روش‌های مختلفی برای طرح مخلوط بتن وجود دارد که در پیوست این دستورالعمل روش‌های طرح مخلوط ACI-211[48] و روش ملی طرح مخلوط بتن در قالب دو نمونه مثال ارائه شده است.

تعیین نسبت‌های اختلاط بتن برای روسازی بتنی باید به گونه‌ای انجام شود که معیارهای مندرج در جدول (۲۷-۳) برآورده شود.

جدول ۳-۲۷- معیارهای مربوط به طرح مخلوط بتن روسازی بتنی

ردیف	معیار		مقدار	روش انجام آزمایش		
				ASTM	AASHTO	استاندارد ملی ایران
۱	مقاومت فشاری (نمونه استوانه‌ای)		حداقل ۳۰ مگاپاسکال	C39	T22	۶۰۴۸
۲	مقاومت خمشی (به روش تیر ساده با بارگذاری در یک سوم دهانه[49])		حداقل ۴ مگاپاسکال	C78	T97	۴۹۰
۳	مقاومت خمشی (به روش تیر ساده با بارگذاری نقطه‌ای در مرکز[50])		حداقل ۴/۵ مگاپاسکال	C293	T177	۱۷۷۳۱
۴	اسلامپ		۱۰ تا ۷۰ میلی‌متر	C143/C143M	T119M/T119	۲-۳۲۰۳
۵	عیار سیمان (۱)	بدون هوا	حداقل ۳۳۵ کیلوگرم در متر مکعب	-	-	-
		هوادار	حداقل ۳۵۵ کیلوگرم در متر مکعب			
۶	نسبت آب به مواد سیمانی (۲) (W/C)	بتن بدون هوا	حداکثر ۰/۵۳	-	-	-
		بتن هوادار	حداکثر ۰/۴۹			
۷	درصد هوای ایجاد شده[51] در بتن هوادار (۳)		۵ تا ۸ درصد	C231, C173	T199 یا T196M/T196 و T152	۳۸۲۳

(۱) ملاحظات مندرج در جدول (۲۹-۳) نیز درنظر گرفته شود.
(۲) ملاحظات مندرج در جدول (۲۹-۳) نیز درنظر گرفته شود.
(۳) ملاحظات مندرج در جدول (۲۸-۳) نیز درنظر گرفته شود.

۳-۳-۵-۱- ضوابط ویژه برای افزایش دوام در شرایط محیطی مختلف

۳-۳-۵-۱-۱- انواع شرایط محیطی

الف) شرایط محیطی ملایم: به شرایطی اطلاق می‌شود که در آن هیچ نوع عامل مهاجم از قبیل رطوبت، تعریق، تر و خشک شدن متناوب، یخ‌زدن و ذوب یخ، سرد و گرم شدن متناوب، تماس با خاک مهاجم یا غیر مهاجم، مواد خورنده،

48- American Concrete Institute
49- Simple beam with third – point loading
50- Simple beam with center – point loading
51 - Entrained air

فرسایش شدید، عبور وسایل نقلیه یا ضربه موجود نباشد. یا قطعه در مقابل این‌گونه عوامل مهاجم به نحوی مطلوب محافظت شده باشد؛

ب) شرایط محیطی متوسط: به شرایطی اطلاق می‌شود که در آن قطعات بتنی در معرض رطوبت و گاهی تعریق قرار می‌گیرند. قطعاتی که به طور دایم با خاک‌های غیر مهاجم یا آب تماس دارند دارای شرایط محیطی متوسط تلقی می‌شوند؛

پ) شرایط محیطی شدید: به شرایطی اطلاق می‌شود که در آن قطعات بتنی در معرض رطوبت یا تعریق شدید یا تر و خشک شدن متناوب یا یخ‌زدن و آب شدن یخ و سرد و گرم شدن متناوب نه چندان شدید قرار می‌گیرند. قطعاتی که سطح آنها در معرض خوردگی ناشی از مصرف مواد یخ زدا قرار می‌گیرند، دارای شرایط محیطی شدید محسوب می‌شوند.

ت) شرایط محیطی بسیار شدید: به شرایطی اطلاق می‌شود که در آن قطعات بتنی در معرض رطوبت همراه با یخ زدن و آب شدن شدید قرار می گیرند. از قبیل نمونه‌های ذکر شده در مورد شرایط محیطی شدید، در صورتی که عوامل مذکور حادتر باشند؛

ث) شرایط محیطی فوق‌العاده شدید: به شرایطی اطلاق می‌شود که در آن قطعات بتنی در معرض فرسایش شدید یا عبور وسایل نقلیه قرار می‌گیرند. رویه بتنی محافظت نشده دارای شرایط محیطی فوق‌العاده شدید تلقی می‌شوند. روسازی واقع در شرایط محیطی جزایر و حاشیه خلیج فارس و دریای عمان که در معرض پاشش آب دریا یا بادهای حاوی یون کلراید باشد، به طور عمده جزو این شرایط محیطی قرار می‌گیرند.

۳-۳-۵-۱-۲- استفاده از مواد حباب‌ساز

بتنی که احتمال دارد در معرض یخ‌زدن و ذوب یخ یا تحت اثر مواد شیمیایی قرار گیرد باید با مواد افزودنی حباب‌ساز ساخته شود. مقدار درصد حباب هوا در بتن تازه باید مطابق جدول (۲۸-۳) باشد. در صورتی که مقاومت فشاری بتن، از ۳۵ مگاپاسکال بیشتر باشد می‌توان مقادیر درج شده در جدول گفته شده را به میزان یک درصد کاهش داد.

جدول ۳-۲۸- مقدار کل حباب‌های هوا برای بتن مقاوم در برابر یخ‌زدن و ذوب یخ

حداکثر اندازه اسمی سنگ‌دانه	مقدار درصد هوا* در شرایط محیطی	
(میلی‌متر)	۱+	۲++
۹/۵	۷/۵	۶
۱۲/۵	۷	۵/۵
۱۹	۶	۵
۲۵	۶	۴/۵
۳۸	۵/۵	۴/۵
۵۰	۵	۴
۶۳	۴/۵	۳/۵

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

+ مقصود از شرایط محیطی ۱ آن است که بتن، قبل از یخ‌زدن در تماس تقریباً مداوم با رطوبت قرار دارد و در حد قابل توجهی از آب اشباع است، یا تحت اثر مواد شیمیایی یخ‌زدا باشد. این حالت برای رویه‌های بتنی محتمل است.

++ مقصود از شرایط محیطی ۲ آن است که بتن، قبل از یخ‌زدن در هوای سرد فقط گاهی در تماس با رطوبت قرار گیرد یا تحت اثر مواد شیمیایی یخ‌زدا نباشد.

۳-۳-۵-۱-۳- محدودیت نسبت آب به سیمان، حداقل مقاومت و حداقل مقدار سیمان

بتنی که در معرض شرایط محیطی ویژه مندرج در جدول (۲۹-۳) قرار می‌گیرد، باید ضوابط مربوط به حداکثر نسبت آب به سیمان و حداقل مقاومت مشخصه جدول گفته شده را تأمین نماید.

جدول ۳-۲۹- الزامات بتن مسلح در شرایط محیطی مختلف

شرایط محیطی	حداکثر نسبت آب به مواد سیمانی	حداقل مقاومت مشخصه بتن (مگاپاسکال)	حداقل مقدار سیمان در واحد حجم بتن (کیلوگرم در متر مکعب)
متوسط	۰/۵	۳۰	۳۳۵
شدید	۰/۴۵	۳۰	۳۳۵
بسیار شدید	۰/۴	۳۵	۳۵۵
فوق‌العاده شدید	۰/۴	۴۰	۳۵۵

۳-۳-۵-۱-۴- مقدار مجاز سولفات‌ها در بتن

مقدار کل سولفات قابل حل در آب در مخلوط بتن که طبق استاندارد ملی شماره ۱-۱۹۰۳۸ اندازه‌گیری می‌شود، بر حسب SO_3 نباید از ۴ درصد وزن سیمان بیشتر باشد و مقدار کل سولفات موجود نباید از ۵ درصد وزن سیمان در مخلوط تجاوز کند. مقدار سولفات موجود در بتن باید بر اساس مجموع مقادیر سولفات‌های موجود در مواد تشکیل‌دهنده محاسبه شود.

۳-۳-۵-۱-۵- مقدار مجاز یون کلرید در بتن

به‌منظور حفاظت میلگردها در برابر خوردگی، حداکثر کلرید قابل حل در آب و یا در اسید در بتن سخت شده ۲۸ روزه، ناشی از مواد تشکیل دهنده بتن یعنی آب، سنگ‌دانه، مواد شیمایی و مواد افزودنی نباید از مقادیر جدول (۳-۳۰) تجاوز کند.

جدول ۳-۳۰- حداکثر مجاز یون کلرید در بتن مسلح از نظر خوردگی فولاد

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

۳-۳-۵-۱-۶- پوشش بتنی روی میلگردها

پوشش بتنی روی میلگردها برابر است با حداقل فاصله بین رویه میلگردها، اعم از طولی یا عرضی تا نزدیک‌ترین سطح آزاد بتن. حداقل پوشش بتن روی میلگردها ۷/۵ سانتی‌متر است. این مقدار در شرایط محیطی فوق‌العاده شدید نباید از ۹ سانتی‌متر کمتر باشد.

۳-۳-۶- ضوابط پذیرش بتن در کارگاه

۳-۳-۶-۱- کلیات

برای بررسی مقاومت فشاری نمونه‌های بتنی باید از نمونه استوانه‌ای به ابعاد ۳۰۰×۱۵۰ میلی‌متر استفاده شود. در صورت استفاده از نمونه‌های مکعبی باید مقاومت آنها به مقاومت نظیر نمونه‌های استوانه‌ای تبدیل شود. برای تبدیل مقاومت نمونه‌های غیر استاندارد به استاندارد از ضرایب تبدیل r_1، r_2 و r_3 مطابق جدول‌های (۳-۳۱)، (۳-۳۲) و (۳-۳۳) استفاده می‌شود.

جدول ۳-۳۱- مقادیر r_1

استوانه به ابعاد a×2a	۱۰۰×۲۰۰	۱۵۰×۳۰۰	۲۰۰×۴۰۰	۲۵۰×۵۰۰	۳۰۰×۶۰۰
r_1	۱/۰۲	۱/۰۰	۰/۹۷	۰/۹۵	۰/۹۱

جدول ۳-۳۲- مقادیر r_2

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

جدول ۳-۳۳- مقادیر r_3

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

۳-۳-۶-۲- آزمونه و نمونه‌برداری بتن‌های مصرفی در کارگاه

آزمونه عبارت است از یک قطعه بتنی به شکل مشخص، عموماً استوانه‌ای یا مکعبی و به ابعاد مشخص که طبق استانداردهای مشخص، از بتن در محل ریختن در قالب یا گاهی در محل تولید بتن، نمونه‌گیری شده و طبق استانداردهای مشخص، متراکم و عمل‌آوری شده و در سنین خاص تحت آزمایش‌های مشخص قرار می‌گیرد.

مقصود از هر نمونه‌برداری از بتن، تهیه حداقل دو آزمونه یکسان است که در زمان و شرایط یکسانی تولید و نگهداری شده‌اند؛ به عبارت دیگر نمونه‌برداری عبارت است از میانگین نتایج دو یا چند آزمونه، مشروط بر آن‌که این آزمونه‌ها هم-زمان تهیه و در شرایط یکسان نمونه‌گیری و متراکم و عمل‌آوری شده و تحت آزمایش قرار گرفته باشند. همچنین نتایج آزمونه‌ها باید به اندازه کافی به یکدیگر نزدیک بوده و بیش ازحد مشخصی از یکدیگر دور نباشند.

در آزمایش‌های تعیین مقاومت بتن، اگر اختلاف بین مقاومت دو آزمونه کمتر از ۱۰ درصدِ میانگین آن دو باشد، در این صورت متوسط آنها را محاسبه کرده و به‌عنوان یک نمونه‌گیری گزارش می‌شود. در غیر این‌صورت با استفاده از نتیجه آزمونه سوم، ارزیابی مقاومت بتن انجام خواهد شد. اگر در مراحل بین نمونه‌گیری تا انجام آزمایش یک آزمونه، وضعیتی مغایر با شرایط لازم بوجود آید، نتیجه آن آزمونه قابل استناد نبوده و نباید در میانگین‌گیری وارد شود؛ بنابراین اکیداً توصیه می‌شود که در هر بار نمونه‌برداری، حداقل ۳ آزمونه به جای ۲ آزمونه تهیه شود.

۳-۳-۶-۳- تواتر نمونه‌برداری از بتن

در ارتباط با نمونه‌برداری باید نکات زیر رعایت شود:

۱- نمونه‌برداری از بتن باید به‌طور کاملاً تصادفی انجام شود؛

۲- نمونه‌های آزمایش را باید درست پیش از ریختن و ترجیحاً در محل قالب برداشت؛

۳- از هر ۳۰ متر مکعب بتن یا هر ۱۵۰ متر مربع سطح بتن (هر کدام منجر به بیشترین تعداد نمونه‌برداری شود) نمونه‌برداری انجام می‌شود؛

۴- صرف نظر از حجم بتن‌ریزی، حداقل یک نمونه‌برداری در هر روز الزامی است.

۳-۳-۶-۴- ارزیابی مقاومت بتن ساخته‌شده

مشخصات بتن در صورتی قابل قبول تلقی می‌شود که حداقل یکی از شرایط (الف) و (ب) زیر برقرار باشد:

الف- در آزمایش سه نمونه‌برداری متوالی، مقاومت هیچ‌کدام کمتر از مقاومت فشاری مشخصه نباشد (رابطه ۳-۵).

$$X_{1,2,3} \geq f_c \qquad (۳-۵)$$

که در آن $X_{1,2,3}$ مقاومت فشاری هر یک از نمونه‌های استوانه‌ای و f_c مقاومت فشاری مشخصه بتن است.

ب- متوسط مقاومت‌های سه نمونه‌برداری متوالی، حداقل ۱/۵ مگاپاسگال بیشتر از مقاومت مشخصه باشد و کوچک‌ترین مقاومت نمونه‌ها از مقاومت فشاری مشخصه، بیش از ۴ پاسگال کمتر نباشد (رابطه‌های ۳-۶ و ۳-۷).

$$X_m \geq f_c + 1.5 \text{ MPa} \quad (۳-۶)$$

$$X_{min} \geq f_c - 4 \text{ MPa} \quad (۳-۷)$$

در این رابطه‌ها، X_m متوسط مقاومت‌های فشاری سه نمونه‌برداری متوالی، X_{min} کوچک‌ترین مقاومت نمونه‌ها در بین سه نمونه‌برداری متوالی و f_c مقاومت فشاری مشخصه بتن است.

در صورتی که هیچ از موارد الف یا ب تحقق پیدا نکند، بتن در صورتی غیرقابل قبول است که متوسط مقاومت‌های نمونه‌ها از مقاومت فشاری مشخصه کمتر باشد یا کوچک‌ترین مقاومت فشاری نمونه‌ها از مقاومت فشاری مشخصه بیش از ۴ مگاپاسگال کمتر باشد (رابطه ۳-۸).

$$X_m < f_c \quad \text{یا} \quad X_{min} < f_c - 4 \text{ MPa} \quad (۳-۸)$$

۳-۳-۶-۵- آزمونه های آگاهی

در صورتی که آگاهی از کیفیت بتن در موعدهای خاصی مانند زمان بازکردن قالب‌ها و غیره ضرورت داشته باشد، علاوه برآزمونه‌های متعارف ارزیابی مقاومت، آزمونه‌هایی از بتن گرفته و در موعدهای مورد نظر تحت آزمایش قرار می‌دهند. این آزمونه‌ها را آزمونه‌های آگاهی می‌نامند. از جمله موارد استفاده از آزمونه‌های آگاهی، تخمین و پیش‌بینی مقاومت ۲۸ روزه بتن از روی مقاومت آزمونه‌های آگاهی با سنین کمتر است. برای این منظور می‌توان از جدول (۳-۳۴) استفاده کرد. از جمله مزایای این امر آن است که در صورت بروز اشکال در مقاومت بتن، مدیران و مهندسان کارگاه و دستگاه نظارت می‌توانند در زمان‌های زودتر از این امر آگاهی یافته و از ادامه مشکل پیشگیری کرده و در جهت اصلاح، اقدامات لازم را به‌عمل آورند. نمونه‌های آگاهی باید در شرایطی مشابه شرایط روسازی در محل، نگهداری و عمل‌آوری شوند.

جدول ۳-۳۴- تأثیر نوع سیمان و سن بتن روی مقاومت فشاری نسبی بتن

نوع سیمان	مقاومت فشاری (به‌صورت نسبی)			
	۱ روزه	۷ روزه	۲۸ روزه	۹۰ روزه
سیمان نوع ۱	۰/۳۰	۰/۶۶	۱/۰۰	۱/۲۰
سیمان نوع ۲	۰/۲۳	۰/۵۶	۰/۹۰	۱/۲۰
سیمان نوع ۳	۰/۵۷	۰/۷۹	۱/۱۰	۱/۲۰
سیمان نوع ۴	۰/۱۷	۰/۴۳	۰/۷۵	۱/۲۰
سیمان نوع ۵	۰/۲۰	۰/۵۰	۰/۸۵	۱/۲۰

۳-۳-۷- میلگرد

مشخصات میلگردهای مورد استفاده در روسازی بتنی مسلح در استانداردهای AASHTO M31/M31M (ASTM A615/A615M) و AASHTO M322/M322M (ASTM A996/A996M) و همچنین ویژگی‌ها و روش‌های آزمون میلگردهای فولادی گرم نوردیده برای تسلیح بتن در استاندارد ملی به شماره ۳۱۳۲ ارائه شده است. جدول (۳۵-۳) تنش تسلیم و مقاومت کششی میلگردهای مختلف را که قابل استفاده در روسازی‌های بتنی هستند نشان می‌دهد.

جدول ۳-۳۵- تنش تسلیم و مقاومت کششی میلگردهای مختلف مورد استفاده در روسازی‌های بتنی

رده	مقاومت کششی نهایی (MPa)	تنش تسلیم (MPa)	رده از نظر سختی	کاربرد
S۳۴۰	۵۰۰	۳۴۰	نیمه سخت	
S۴۰۰	۶۰۰	۴۰۰	نیمه سخت	میلگرد انتقال بار (داول بار)- از نوع صاف میلگرد دوخت (تای بار)- از نوع آجدار میلگرد طولی یا عرضی روسازی‌های مسلح پیوسته- از نوع آجدار
S۵۰۰	۶۵۰	۵۰۰	سخت	میلگرد انتقال بار (داول بار)- از نوع صاف

میلگردهای فولادی را باید در محل‌های تمیز و عاری از رطوبت و گل و خاک و سایر آلودگی‌ها نگهداری کرد تا از زنگ‌زدگی و کثیف شدن سطح آنها جلوگیری شود. میلگردها باید به روشی حمل و نقل شوند که دچار خمیدگی بیش از حد نشوند. میلگردها نباید بطور مستقیم روی زمین انبار شوند. میلگردها باید بسته به قطر و رده آنها، به‌صورت مجزا انبار شوند. میلگردها باید به نحوی تخلیه شوند که هم به کارگران صدمه نزنند و هم خود صدمه نبینند.

۳-۳-۷-۱- تواتر نمونه‌برداری میلگردهای مصرفی

تعداد و تواتر نمونه‌ها باید به‌گونه‌ای باشد که نتایج آزمایش‌های انجام شده روی آنها معرف کیفیت کل میلگردهای مصرفی و حداقل به میزان مقادیر مندرج در بندهای (الف) تا (پ) باشند:

الف) از هر ۵۰ تن وزن میلگرد و کسر آن یک سری نمونه؛

ب) از هر قطر یک سری نمونه؛

پ) از هر نوع فولاد یک سری نمونه.

۳-۳-۷-۲- مشخصات هندسی میلگردها

رواداری‌ها و قطرهای میلگردها و آج‌های میلگردهای آجدار باید مطابق استاندارد ملی ایران به شماره ۳۱۳۲ باشد.

۳-۳-۷-۳- مشخصات مکانیکی میلگردها

میلگردها هنگامی از نظر مکانیکی قابل قبول شناخته می‌شوند که یکی از شرایط بندهای (الف) یا (ب) و به‌طور هم‌زمان تمام شرایط بندهای (پ)، (ت) و (ث) را برآورده نمایند.

الف) در تمامی ۵ آزمونه میلگرد انتخابی، باید رابطه (۹-۳) برقرار باشد.

$$(f_{y,obs}) \geq f_{yk} \qquad i=۱،...،۵ \qquad (۳-۹)$$

که در آن $f_{y,obs}$ تنش تسلیم حاصل از آزمایش کششی روی میلگردهای مصرفی (مگاپاسکال) و f_{yk} مقاومت مشخصه میلگردها (مگاپاسکال) است. مقاومت مشخصه میلگردها کمترین تنشی است که تنش تسلیم حداکثر ۵ درصد از نمونه‌های میلگرد کمتر از آن باشد.

ب) در صورتی که تمام یا بخشی از شرایط بند (الف) برآورده نشود، ۵ آزمونه دیگر انتخاب می‌شود. نتایج ۱۰ آزمونه در بندهای (الف) و (ب) باید در رابطه (۱۰-۳) صدق کنند:

$$f_{y,obs,m} \geq f_{yk} + 0.6s \qquad (۳-۱۰)$$

$$f_{y,obs,m} = \frac{\sum_{i=1}^{10}(f_{y,obs})_i}{10} \qquad (۳-۱۱)$$

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{10}\left[f_{y,obs,m} - (f_{y,obs})_i\right]^2}{9}} \qquad (۳-۱۲)$$

که در آن $f_{y,obs,m}$ متوسط مقادیر $f_{y,obs}$ و s انحراف معیار برای آزمونه‌های میلگرد است.

(پ) در هر یک از آزمونه‌های بندهای (الف) و (ب) باید روابط (۱۳-۳)، (۱۴-۳)، (۱۵-۳) و (۱۶-۳) برقرار باشد:

$$f_{su} \geq 1.18(f_{y,obs})_i \qquad (۳-۱۳)$$

$$(f_{su,obs})_i \geq 1.25 f_{yk} \qquad (۳-۱۴)$$

$$\left|(f_{y,obs})_i - f_{yk}\right| \leq 125\text{MPa} \qquad (۳-۱۵)$$

$$(f_{su,obs})_i \geq 1.25(f_{y,obs})_i \qquad (۳-۱۶)$$

که در آن f_{su} تنشی است که تنش نهایی حداکثر ۵ درصد از نمونه‌های میلگرد کمتر از آن است (مگاپاسکال) و $f_{su,obs}$ مقاومت کششی میلگردها (مقاومت حد نهایی که در آزمایش کششی روی میلگردهای مصرفی به‌دست می‌آید) بر حسب مگاپاسکال است.

(ت) به عنوان ضابطه شکل‌پذیری، ازدیاد طول نسبی دو طول معیار، یکی به طول ۱۰ برابر و دیگری به طول ۵ برابر قطر میلگرد ($\varepsilon_{۱۰}$ و $\varepsilon_{۵}$) باید حداقل برابر با مقادیر مندرج در جدول (۳۶-۳) باشد.

جدول ۳-۳۶- حداقل مجاز ازدیاد طول نسبی میلگردها در آزمایش کشش

رده فولاد / ازدیاد طول نسبی	S۳۴۰	S۴۰۰	S۵۰۰
حداقل مقدار مجاز $\varepsilon_{۱۰}$	۰/۱۵	۰/۱۲	۰/۰۸
حداقل مقدار مجاز $\varepsilon_{۵}$	۰/۱۸	۰/۱۶	۰/۱۰

(ث) به عنوان ضابطه شکل‌پذیری، میلگردها باید با مشخصات و اندازه‌های مندرج در جدول (۳-۳۷) تحت آزمون خمش قرار گیرند. آزمون خمش باید مطابق با استاندارد ملی ایران شماره ۱-۸۱۰۳ انجام شود. آزمون خمش به دو صورت خمش سرد و خمش مجدد انجام می‌شود. میلگرد زمانی از نظر هر یک از آزمون‌های خمش قابل قبول تلقی می‌گردد که پس از خمش، هیچ گونه ترک، شکستگی یا سایر عیوب (مطابق استاندارد ملی) در آن ایجاد نگردد و مشاهده نشود.

جدول ۳-۳۷- زاویه خمش و نسبت قطر خمش به قطر اسمی میلگردها در آزمایش خمش میلگردها

رده	زاویه خمش (درجه)		نسبت قطر فک خمش به قطر اسمی میلگرد
	خمش سرد	خمش مجدد	
S۳۴۰	۱۸۰	۹۰	۳
S۴۰۰	۱۸۰	۹۰	۵
S۵۰۰	۹۰	۹۰	۵

۳-۳-۸- عملیات اجرایی رویه بتنی ساده درزدار و مسلح پیوسته

۳-۳-۸-۱- میلگردگذاری

۳-۳-۸-۱-۱- میلگردهای انتقال بار (داول‌بارها) در روسازی بتنی ساده درزدار

در روسازی بتنی ساده درزدار، به‌منظور قراردادن میلگردهای انتقال بار (داول‌بارها) در محل از پیش مشخص شده، از روش‌های بافتن سبد یا جای‌گذاری[52] (فرو بردن) استفاده می‌شود.

سبد میلگردهای انتقال بار، قبل از اجرای روسازی بتنی، با میخ کوبی به لایه زیراساس یا بستر، مهار می‌شوند (شکل‌های ۳-۲ و ۳-۳). نحوه مهار سبدها باید به‌گونه‌ای باشد که در طی عملیات اجرای روسازی، حرکتی در سبدها مشاهده نشود. قبل از بتن‌ریزی باید از تراز بودن میلگردهای انتقال بار و مهار شدن سبدها اطمینان حاصل شود. توصیه می‌شود سبدها توسط میخ‌های فولادی که دارای قطر حداقل ۷/۵ میلی‌متر هستند، در لایه زیراساس مهار شوند. میخ‌هایی که برای این منظور استفاده می‌شوند باید در زیراساس تثبیت شده به اندازه حداقل ۱۰۰ میلی‌متر، در زیراساس

52- Inserting

نفوذپذیر تثبیت شده حداقل ۱۵۰ میلی‌متر و در زیراساس نفوذپذیر تثبیت نشده، زیراساس سنگ‌دانه‌ای و بستر طبیعی زمین حداقل به اندازه ۲۵۰ میلی‌متر فرو روند. همچنین حداقل ۸ عدد میخ برای مهار هر سبد توصیه می‌شود.

شکل ۳-۲- سبد میلگردهای انتقال بار

شکل ۳-۳- مجموعه سبدهای میلگردهای انتقال بار

روش دیگر برای استقرار میلگردهای انتقال بار، استفاده از روش جای‌گذاری است (شکل ۳-۴). با استفاده از روش جای‌گذاری نیاز به سبدهای میلگرد انتقال بار برطرف می‌شود. در این روش بلافاصله بعد از بتن‌ریزی، میلگردهای انتقال بار به درون بتن تازه فروبرده می‌شوند.

شکل ۳-۴- جای‌گذاری میلگردهای اتصال

میلگردهای انتقال بار باید در عمقی برابر نصف ضخامت دال بتنی و موازی سطح روسازی نصب شوند. در محل‌هایی مانند توقفگاه‌ها (به‌خصوص توقفگاه‌های وسایل نقلیه سنگین)، باراندازها، محوطه‌های انبار و سایر محل‌هایی که جهت حرکت وسایل نقلیه متغیر و امکان حرکت در تمام جهات وجود دارد، از میلگردهای انتقال بار علاوه بر درزهای عرضی، در محل درزهای طولی نیز استفاده می‌شود.

میزان دوران افقی یا قائم[۵۳] میلگرد انتقال بار (فاصله افقی یا قائم بین ابتدا و انتهای میلگرد انتقال بار)، حداکثر برابر ۱۵ میلی‌متر است. بتن اطراف میلگردهای اتصال باید ویبره شود و دقت گردد که این امر باعث ناهم‌ترازی این میلگردها نشود. به‌منظور ایجاد نقاط راهنما درهنگام برش یا شکل‌دهی درز عرضی، مرکز مجموعه میلگردهای انتقال بار باید در دو طرف روسازی علامت زده شود.

به‌منظور جلوگیری از چسبیدن بتن به میلگردهای انتقال بار، باید سرتاسر این میلگردها با ماده روغنی مناسب آغشته شود. باید دقت کرد که چنانچه میلگرد انتقال بار قبل از جوشکاری، روغنکاری شود، لایه پوششی ممکن است از بین برود. در مواقعی که میلگردهای انتقال بار در معرض خوردگی هستند، باید این میلگردها با اپوکسی یا ماده مناسب دیگری پوشش داده شوند. در صورتی که پوشش محافظ ایجاد شده روی میلگرد انتقال بار دارای قابلیت چسبندگی با بتن باشد، باید روی این پوشش از ماده دیگری[۵۴] که از چسبیدن بتن به آن جلوگیری می‌کند، استفاده گردد.

۳-۳-۸-۱-۲- میلگردهای دوخت (تای بار)

میلگردهای دوخت (تای‌بارها) در محل درزهای طولی استفاده می‌شوند. این میلگردها را می‌توان در جلوی ماشین پخش بتن (فینیشر) روی خرک‌هایی[۵۵] قرار داد و یا به داخل بتن تازه فرو کرد. در صورت استفاده از روش قرار دادن میلگردهای دوخت روی خرک، مهار سبد میلگردهای دوخت باید به‌گونه‌ای باشد که در طی عملیات اجرای روسازی،

53- Rotational misalignment/ Horizontal skew or vertical rotation
54- Bond breaker
55- Chairs

حرکتی در سبدها مشاهده نشود. قبل از بتن‌ریزی باید از تراز بودن میلگردهای دوخت و مهار شدن سبدها اطمینان حاصل شود. رواداری نصب میلگردهای دوخت در محل درزهای طولی برابر ۲۵± میلی‌متر به‌صورت قائم و ۵۰± میلی‌متر به‌صورت افقی است.

در روسازی‌های بتنی ساده درزدار در فاصله ۴۰ سانتی‌متری از درز عرضی نباید از میلگرد دوخت استفاده شود.

۳-۳-۸-۱-۳- میلگردهای طولی و عرضی روسازی بتنی مسلح پیوسته

برای نصب میلگردهای روسازی بتنی مسلح پیوسته می‌توان آنها را روی خرک‌هایی سوار یا از تغذیه کننده لوله‌ای[56] (شکل ۳-۵) استفاده کرد. خرک‌ها موقعیت مناسب میلگردها را تضمین کرده و خود مانند یک مسلح کننده عرضی عمل می‌کنند. با توجه به اینکه میلگردهای عرضی، تکیه‌گاهی برای میلگردهای طولی محسوب می‌گردند، بنابراین، باید ابتدا میلگردهای عرضی نصب شوند و در ادامه میلگردهای طولی روی میلگردهای عرضی قرار گرفته و به آنها محکم شوند. میگردهای عرضی نباید به میلگردهای طولی جوش داده شوند. تکیه‌گاه مجموعه میلگردها باید دارای استحکام مناسب باشد تا در هنگام راه رفتن کارگران روی آنها (به‌منظور بازرسی) و همچنین هنگام بتن‌ریزی، از محل خود جابجا نشوند. فاصله تکیه‌گاهِ مجموعه میلگردها به اندازه و فواصل میلگردها بستگی دارد؛ ولی به عنوان راهنمایی کلی می‌توان گفت، فاصله عرضی و طولی تکیه‌گاه‌ها به ترتیب نباید بیشتر از ۱ متر و ۱/۲ متر باشد.

رواداری نصب میلگردهای طولی در موقعیت از قبل مشخص‌شده، ۱۳± میلی‌متر به‌صورت عمودی و ۲۵± میلی‌متر به‌صورت افقی است.

باید اطمینان حاصل شود که ویبراتورهای دستگاه اجرای روسازی (فینیشر) با میلگردها برخوردی نداشته باشند. همچنین نکات مندرج در بند (۴-۲-۳-۲-۲) نیز باید در نظر گرفته شوند.

شکل ۳-۵- نصب میلگردهای روسازی بتنی مسلح پیوسته با استفاده از تغذیه کننده لوله‌ای

56- Tube feeders

۳-۳-۸-۲- اختلاط بتن

بتن باید به گونه‌ای مخلوط شود که تمامی مواد تشکیل‌دهنده آن به‌صورت همگن در مخلوط‌کن پخش شوند. قبل از پر کردن مجدد، مخلوط‌کن را باید به‌طور کامل تخلیه کرد. برای توزیع یکنواخت مواد شیمیایی در حجم بتن باید ضمن استفاده از تجهیزات مناسب دقت‌های لازم به‌کار گرفته شده و دستورالعمل کارخانه سازنده رعایت شود. رطوبت سنگ‌دانه به ویژه ماسه قبل از ورود به دستگاه بتن‌ساز با توجه به کارآیی و نسبت آب به سیمان باید کنترل شده و نتایج آن در محاسبه میزان آب اختلاط منظور شود.

محل استقرار، طرح و تجهیزات مرکز توزین و اختلاط مصالح خشک و نیز تدارکات لازم به‌منظور جابجایی کلیه مصالح، باید از لحاظ تأمین مداوم و بدون وقفه مصالح به پای کار کاملاً مطمئن و مورد تایید دستگاه نظارت باشند. انباشتن سنگ‌دانه‌های دانه‌بندی شده بر روی یکدیگر، باید در لایه‌هایی با ضخامت کمتر از ۱ متر انجام پذیرد. قبل از شروع لایه بعد، لایه قبل باید کامل شده باشد و از تشکیل لایه مخروطی شکل روی لایه پایین‌تر خودداری شود. سنگ‌دانه حاصل از منابع مختلف و یا دارای دانه‌بندی‌های متفاوت، نباید بر روی یکدیگر انباشته شوند.

جابجائی سنگ‌دانه دانه‌بندی شده، از محل انباشته‌ها یا منابع دیگر تا مرکز توزین و اختلاط مصالح خشک، باید به نحوی انجام گیرد که موجب تفکیک[۵۷] دانه‌بندی تعیین شده آن نگردد. استفاده از سنگ‌دانه تفکیک شده به لحاظ دانه‌های آغشته به خاک یا مواد ناسازگار دیگر، اکیداً ممنوع است. کلیه سنگ‌دانه‌های شسته شده، باید حداقل به مدت ۱۲ ساعت قبل از اختلاط، به لحاظ از دست دادن آب اضافی، در هوای باز یا سیلوها قرار گیرند. بدیهی است در صورت بالا بودن یا عدم یکنواختی رطوبت موجود در مصالح مورد بحث و در مواردی که دستگاه نظارت ضروری بداند، به مدت گفته شده افزوده خواهد شد.

سنگ‌دانه ریز و هر دسته از سنگ‌دانه درشت، باید جداگانه وزن شده و به مقدار معین در طرح نسبت‌های اختلاط، وارد قیف‌ها شوند. سیمان مورد استفاده را می‌توان به لحاظ وزن یا تعداد پاکت، اندازه‌گیری کرد. توزین سیمان، باید به‌وسیله قپان و قیف‌های جداگانه و مخصوص انجام گیرد.

هنگامی که عمل اختلاط در محل کارگاه صورت می‌گیرد، جابجایی سنگ‌دانه مورد نیاز، از مرکز توزین و اختلاط مصالح خشک تا واحد مخلوط کن، باید با استفاده از جعبه‌های مخصوص[۵۸]، کامیون یا وسایل دیگری که مورد تأیید دستگاه نظارت بوده و دارای ظرفیت و ساختمانی مناسب بدین منظور هستند، انجام شود. مصالح خشک مورد استفاده در هر توده باید به نحوی توزین و مخلوط شوند تا نتایج حاصل، در مقایسه با نسبت‌های تعیین شده، از دقت عملی در حد ۱ درصد برای سیمان و ۲ درصد برای سنگ‌دانه برخوردار باشند. آب مصرفی در مخلوط بتن را می‌توان به لحاظ وزن یا حجم آن اندازه‌گیری کرد. دقت اندازه‌گیری آب، باید در حد ۱ درصد از مقادیر مقرر شده باشد.

57- Segregation
58 - Batch boxes

به‌طور کلی بتن را می‌توان در محل کارگاه، ایستگاه مرکزی[۵۹] یا کامیون‌های مجهز به مخلوط کن[۶۰] (تراک میکسر)، تهیه کرد. در زمینه اختلاط بتن با تجهیزات گفته شده باید به نکات زیر توجه شود:

- نحوه تهیه بتن آماده[۶۱] باید بر اساس مشخصات مندرج در استانداردهای AASHTO M157، ASTM C94 یا استاندارد ملی شماره ۶۰۴۴ انجام شود؛

- میزان رواداری سیمان، سنگ‌دانه، آب و مواد افزودنی مطابق جدول (۳۸-۳) است؛

جدول ۳-۳۸- رواداری اجزای بتن در فرآیند اختلاط

نوع ماده	مقدار رواداری (درصد)
سیمان	۱
سنگ‌دانه	۲
آب	۱
مواد افزودنی	۳

- مخلوط‌کن باید با سرعت توصیه شده از طرف کارخانه سازنده چرخانده شود؛

- ترتیب ورود مواد تشکیل‌دهنده بتن به مخلوط‌کن باید متناسب با نوع مخلوط‌کن و نوع بتن باشد. معمولاً ترتیب ریختن عبارت است از: شن، سیمان، ماسه و آب که بهتر است ابتدا قسمتی از آب مخلوط به مخلوط‌کن ریخته شود و سپس در حین اختلاط مصالح، بقیه آب به‌تدریج به مخلوط افزوده شود. جریان آب، باید کاملاً یکنواخت بوده تمامی آن قبل از اتمام ۱۵ ثانیه اول مدت اختلاط، به مخلوط اضافه گردد؛

- حداقل مدت زمان اختلاط بتن در سیستم تأسیسات مرکزی ۹۰ ثانیه (۱/۵ دقیقه) است. مدت زمان گفته شده پس از آنکه کلیه مصالح به غیر از آب در مخلوط‌کن قرار داده شد، شروع می‌شود و با بازکردن دریچه تخلیه مخلوط‌کن خاتمه می‌یابد. مدت زمان گفته‌شده به‌شرطی قابل کاهش است که آزمون‌های یکنواختی (همگنی) مخلوط‌کن‌های ثابت مرکزی (مطابق استانداردهای AASHTO M157، ASTM C94 یا استاندارد ملی لیران شماره ۶۰۴۴) نشان دهند که در مدت زمان کمتری نیز می‌توان به مخلوط همگن دست یافت.

- اختلاط با کامیون‌های مخلوط‌کن باید بر اساس ضوابط مندرج در استانداردهای AASHTO M157، ASTM C94 یا استاندارد ملی شماره ۶۰۴۴ صورت گیرد؛

- پس از اضافه کردن آب، در صورتی که بتن با کامیون فاقد مخلوط‌کن حمل می‌شود، معمولاً ظرف مدت ۴۵ دقیقه و چنانچه بتن با کامیون مخلوط‌کن حمل می‌شود، معمولاً ظرف مدت ۹۰ دقیقه باید تخلیه شود. به‌طور کلی می‌توان

59 - Central Plant
60 - Truck mixer
61 - Ready mix

گفت مدت زمان حمل بتن (پس از اضافه کردن آب)، تابع عواملی از جمله شرایط دمایی و وجود مواد دیرگیر یا زودگیر در بتن است.

- سابقه کار روزانه باید برای تمامی مخلوط‌های تهیه شده به طور تفصیلی و مشتمل بر مشخصات بتن از جمله موارد زیر، نگهداری شود:

نسبت‌های به‌کار رفته برای اختلاط مصالح، نتایج آزمایش‌های بتن تازه، دمای بتن و دمای محیط در هنگام بتن‌ریزی، محل نهایی و حجم تقریبی بتن‌های ریخته‌شده در روسازی، زمان و تاریخ اختلاط و بتن‌ریزی.

- در صورت فرسوده شدن و خراب شدن تیغه‌های مخلوط‌کن، باید تیغه ها تعمیر یا جایگزین شوند. تعویض تیغه‌های مخلوط‌کن در صورتی که مقدار فرسایش آنها نسبت به وضعیت اولیه بیش از ۲۰ میلی‌متر باشد، ضروری است؛

- پس از اتمام عملیات مخلوط کردن، دیگ مخلوط‌کن باید کاملاً شسته و تمیز شود؛

- بازآمیختن بتن با آب پس از اتمام اختلاط، ضمن نقل و انتقال یا در محل بتن‌ریزی مجاز نمی‌باشد، مگر در موارد استثنایی و با کسب مجوز از دستگاه نظارت و رعایت حداکثر نسبت آب به سیمان مجاز طرح؛

- در هنگام عملیات اختلاط، بتن‌ریزی و پرداخت لازم است نور طبیعی یا مصنوعی به مقدار کافی وجود داشته باشد؛

- عملیات اختلاط در مواقعی که دمای هوا در سایه و به دور از هر گونه منبع حرارتی مصنوعی، به ۵ درجه سانتی‌گراد یا کمتر برسد، باید متوقف شده و تا هنگامی که این دما به ۵ درجه سانتی‌گراد یا بیشتر نرسیده باشد، نباید از سر گرفته شود؛

- هنگامی که بتن‌ریزی در هوای سرد، به تأیید دستگاه نظارت رسیده باشد، سنگ‌دانه مورد استفاده در مخلوط بتن را می‌توان قبل از قرار دادن در مخلوط کن، به‌وسیله بخار یا هوای گرم و خشک حرارت داد. حرارت دادن باید به نحوی باشد که سنگ‌دانه‌ها آسیب نبینند. دستگاه نظارت می‌تواند دستور گرم کردن آب را حداکثر تا ۶۰ درجه سانتی‌گراد و یا سنگ‌دانه را حداکثر تا ۵۰ درجه سانتی‌گراد صادر نماید.

۳-۳-۸-۳- حمل بتن

حمل بتن، مرحله مهمی در روند اجرای کارهای بتنی محسوب می‌شود. حمل بتن از مخلوط‌کن تا محل نهایی بتن‌ریزی، باید به نحوی انجام شود که از جدا شدن اجزای بتن جلوگیری گردد. عدم آلودگی به مواد مضر در طول حمل و عدم تبادل شدید حرارتی در این مدت، از اصول مهم مرحله حمل بتن است. با وجود تنوع وسایل حمل بتن در پروژه‌های عمرانی، به دلیل حجم بتن مورد نیاز و فضای کاری در روسازی بتنی نمی‌توان از تمام این تجهیزات استفاده کرد.

۳-۳-۸-۳-۱- ناوه شیب‌دار (شوت[۶۲])

توجه به موارد زیر در هنگام استفاده از ناوه ضروری است:

62- Chute

- ناوه طولانی باعث جداشدگی اجزا و خشک شدن مخلوط بتن می‌شود، بنابراین، باید از ناوه کوتاه استفاده کرد. در صورت استفاده از یک ناوه، چنانچه بتن دچار جداشدگی شد باید در نوع وسیله و یا طول آن تجدید نظر کرد؛

- شکل مقطع ناوه ترجیحاً دایره‌ای و یا نیم دایره باشد و از به کار بردن مقاطع مستطیل با گوشه های تیز (به علت باقی ماندن بتن و افزایش اصطکاک – اثر جدار) خودداری شود؛

- قطر ناوه باید حداقل ۸ برابر حداکثر اندازه سنگ‌دانه باشد؛

- شیب ناوه باید حداکثر، ۲ به ۳ و یا حداقل ۳ به ۲ باشد؛

- مخلوط بتن باید دارای کارایی کافی و چسبنده باشد تا به راحتی درون ناوه حرکت کند. به‌عنوان راهنمایی باید از بتن‌هایی با اسلامپ ۵۰ تا ۷۰ میلی‌متر استفاده کرد؛ به هرحال سایر عوامل، مانند عیار سیمان، دانه‌بندی، شکل و بافت سنگ‌دانه‌ها و نسبت آب به سیمان در این امر مؤثرند؛

- در انتهای ناوه باید قیف قائم برای تخلیه بتن به قالب پیش‌بینی شود.

۳-۳-۸-۳-۲- کامیون فاقد همزن[۶۳]

حمل بتن ممکن است با کامیون فاقد همزن (کمپرسی) انجام شود. در این حالت بتن باید حداکثر ظرف مدت ۴۵ دقیقه تخلیه و استفاده شود. بتنی که به این روش حمل می‌شود تا حد امکان باید دارای کارایی کم باشد. مشکل عمده این روش، پدیده جداشدن سنگ‌دانه‌ها است. این روش بیشتر برای مسیرهای صاف و هموار و کوتاه یا متوسط توصیه می‌شود.

۳-۳-۸-۳-۳- کامیون مخلوط‌کن (تراک میکسر)

در هنگام استفاده از کامیون مخلوط‌کن، موارد زیر باید رعایت شود:

- از زمانی که آب به مخلوط خشک بتن افزوده می‌شود، تعداد دوران ۷۰ تا ۱۰۰ دور با سرعت تند برای اختلاط اولیه کافی است. اگر بتن آماده در داخل دیگ حمل شود و مد نظر باشد که در هنگام تخلیه همگنی مجدداً به‌دست آید، کافی است ۳۰ تا ۴۰ دور با سرعت کند مصالح بتن مخلوط شود؛

- پس از اضافه کردن آب، در صورتی که بتن با کامیون مخلوط‌کن حمل می‌شود، حداکثر ظرف مدت ۹۰ دقیقه یا قبل از آن که مخزن کامیون ۳۰۰ دور بزند (هر کدام زودتر باشد) باید تخلیه شود. در هوای گرم و یا شرایطی که می‌تواند منجر به گیرش سریع بتن شود، کارفرما می‌تواند مدت زمان کمتری از ۹۰ دقیقه را تعیین کند.

- استفاده از کامیون مخلوط‌کن برای بتن‌های زیر توصیه نمی‌شود:

- بتن با اسلامپ کمتر از ۴۰ میلی‌متر؛
- بتن با حداکثر اندازه سنگ‌دانه بزرگتر از ۵۰ میلی‌متر؛

63 - Nonagitator truck

• بتن با نسبت آب به سیمان کمتر از ۰/۴ (بدون استفاده از مواد افزودنی روان کننده و یا فوق روان کننده).

۳-۳-۸-۴- بتن‌ریزی و تراکم

هنگام بتن‌ریزی و تراکم باید موارد زیر در نظر گرفته شود:

- دمای مخلوط بتن به هنگام بتن‌ریزی باید بین ۱۰ تا ۳۰ سانتی‌گراد باشد؛

- عملیات بتن‌ریزی در مواقعی که دمای هوا در سایه و به دور از هر گونه منبع حرارتی مصنوعی، به ۵ درجه سانتی‌گراد یا کمتر برسد، باید متوقف شده و تا هنگامی که این دما به ۵ درجه سانتی‌گراد یا بیشتر نرسیده باشد، نباید از سر گرفته شود؛

- سطح بستر یا لایه زیراساس که بتن روی آن پخش می‌شود باید به‌طور یکنواخت مرطوب شود مگر آنکه از یک پوشش ضد آب در زیر رویه بتنی استفاده شود؛

- قبل از ریختن بتن باید از راستا و شیب قالب اطمینان حاصل شود؛

- فاصله بین محل تولید بتن تا محل پخش باید تا حد امکان نزدیک یکدیگر باشند؛

- بتن باید به‌طور پیوسته بین درزهای عرضی پخش شود؛

- در هنگام پخش بتن باید کارگران از چکمه‌های تمیز استفاده کنند؛

- بتن‌ریزی در جلوی تجهیزات اجرای روسازی باید به‌صورت کنترل شده انجام شود تا میزان بتن انباشته شده بیش از اندازه کم یا زیاد نباشد. وجود بتن انباشته شده بیش از اندازه، باعث تغییر فشار در زیر دستگاه اجرای روسازی و بروز تکان ناگهانی در سطح روسازی و ناهمواری در سطح آن می‌شود. همچنین اگر میزان بتن ریخته شده در جلوی دستگاه کافی نباشد سطح روسازی دچار کمبود مصالح شده و با پیشروی دستگاه، اختلاف ارتفاع در سطح آن به وجود می‌آید. بهترین روش برای کنترل میزان بتن ریخته شده استفاده از ابزار مخصوص ریختن و پخش بتن است ولی می‌توان با کمی دقت بیشتر بتن را از محل تخلیه کامیون‌های حمل کننده بتن نیز فراهم کرد؛

- بتن‌ریزی در روسازی بتنی باید در یک جهت و به‌طور متوالی انجام شود. محموله‌های بتن نباید در نقاط مختلف سطح و به‌صورت پراکنده ریخته و سپس پخش و تسطیح شوند. همچنین بتن نباید در یک محل و در حجم زیاد تخلیه و سپس به‌طور افقی در طول قالب حرکت داده شود؛

- با توجه به حجم بتن و روش‌های حمل و تخلیه، عملیات باید به‌صورتی انجام شود که تا حد امکان از به‌وجود آمدن اتصال سرد در دال‌ها پرهیز شود. در عملیات بتن‌ریزی روسازی بتنی، باید محل ختم بتن‌ریزی از قبل تعیین و در نقشه‌های اجرایی مشخص شود و عملیات تا محل درزهای اجرایی ادامه یابد. چنانچه در اثر بروز اشکالات، بتن‌ریزی قطع شود، باید محل قطع بتن‌ریزی برای ادامه عملیات بتن‌ریزی آماده شود؛

بتن‌ریزی خطوط مجاور در صورتی انجام می‌شود که مقاومت خمشی بتن ریخته شده در خط موجود حداقل ۰/۳۵ مگاپاسکال باشد. آزمایش مقاومت خمشی بتن طبق استاندارد AASHTO T97، ASTM C78 یا استاندارد ملی ایران به شماره ۴۹۰ انجام می‌شود؛

- قالب‌های ثابت مورد استفاده برای اجرای روسازی بتنی باید از جنس فولاد و دارای طول ۳ متر و ضخامت حداقل ۵ میلی‌متر باشند. ارتفاع آنها نیز برابر ضخامت رویه بتنی است. باید اطمینان حاصل شود که پهنای کف قالب با ارتفاع قالب برابر باشد. برای اجرای قوس‌های تا شعاع ۳۰ متر از قالب‌های خمیده یا انعطاف‌پذیر استفاده می‌شود. همچنین مهارهای بال قالب باید به اندازه دو سوم ارتفاع قالب در زیراساس فرو روند. وجوه فوقانی قالب در راستای قائم نباید در طول ۳ متر بیش از ۳ میلی‌متر از حالت تراز انحراف داشته باشد. همچنین وجوه قالب در راستای افق نباید در طول ۳ متر بیش از ۶ میلی‌متر از حالت تراز اختلاف داشته باشد؛

- قالب‌ها باید ضربه و ویبره ناشی از ماشین‌آلات تراکم را تحمل کنند؛ بنابراین به‌منظور استقرار مناسب قالب و جلوگیری از حرکت و لق‌زدن قالب، در هر مقطع سه متری از سه میخ استفاده می‌شود. قبل از ریختن و پخش بتن باید قالب‌ها تمیز و روغن اندود شوند. همچنین قالب‌ها در حین آماده‌سازی مسیر روسازی باید به خوبی به هم متصل و تراز شوند؛

- هنگامی که از روش قالب لغزنده برای اجرای روسازی بتنی استفاده می‌شود، طول قالب‌های موقت[۶۴] بدون پشت‌بند به سه متر محدود می‌شود. قالب‌های موقت حداقل به مدت ۹۰ دقیقه یا تا هنگامی که برداشتن آنها منجر به خرابی بتن نشود در جای خود نگه‌داشته می‌شوند؛

- هنگامی که از روش قالب ثابت برای اجرای روسازی بتنی استفاده می‌شود، تا حد امکان بتن نزدیک به درزهای انبساط و انقباض ریخته می‌شود. باید دقت شود که بتن به‌طور مستقیم روی میلگردهای تعبیه شده در محل درز تخلیه نشود. در این روش مدت زمان ویبره کردن در هر نقطه حداکثر ۵ ثانیه است؛

- بتن باید در طول عملیات بتن‌ریزی با استفاده از ویبراتور متراکم شود، به‌طوری که میلگردها را به‌طور کامل در برگیرد و قسمت‌های داخلی بخصوص لبه قالب را به‌خوبی پر کند. ویبراتور در داخل بتن باید به‌طور منظم و در فواصل مشخص به‌نحوی فرو برده شود که دو قسمت لرزانیده شده، با یکدیگر هم‌پوشانی داشته باشند. میزان هم‌پوشانی ۵۰ تا ۷۵ میلی‌متر است. ویبراتور باید تا حد امکان به‌صورت قائم وارد بتن گردد و به آرامی بیرون کشیده شود تا حباب هوا داخل بتن باقی نماند؛

- در هنگام ویبره کردن بتن باید دقت شود که ویبراتور با میلگردهای انتقال بار، بستر (زیراساس) یا بدنه قالب تماس پیدا نکند. حداقل نوسان (لرزش) ویبراتورهای سطحی[۶۵]، لوله‌ای[۶۶] و داخلی (خرطومی[۶۷]) به ترتیب برابر ۳۵۰۰، ۵۰۰۰ و

64- False form
65- Surface vibrators
66- Tube vibrators
67- Spud vibrators

۷۵۰۰ لرزش در دقیقه است. چنانچه از ویبراتور داخلی در مجاورت قالب استفاده می‌شود باید نوسان ویبراتور به ۳۵۰۰ دور در دقیقه محدود شود. از ویبراتورهای سطحی فقط برای تراکم بتن‌های با ضخامت حداکثر ۲۰ سانتی‌متر استفاده می‌شود. به‌طور کلی برای ویبره‌کردن بتن روسازی از ویبراتورهای با نوسان ۷۰۰۰ تا ۹۰۰۰ در دقیقه استفاده می‌شود. باید توجه داشت که ویبره بیش از حد منجر به جداشدگی[۶۸] بتن، خروج هوای ایجاد شده[۶۹] در بتن و باعث مشاهده ردپای ویبراتور در پشت دستگاه پخش بتن (فینیشر) می‌شود.

۳-۳-۸-۵- پرداخت بتن

پرداخت بتن عبارت است از زدودن بتن اضافی از روی سطح بتن، از بین بردن نقاط پستی و بلندی سطحی و یا به شکل خاص درآوردن سطح بتن. پرداخت بتن به دو روش مکانیزه و دستی انجام می‌شود. استفاده از روش مکانیزه موجب بهبود کیفیت و سرعت بیشتر عملیات پرداخت می‌شود. استفاده از روش دستی برای پرداخت بتن فقط در شرایط زیر مجاز است:

- با نظر دستگاه نظارت، هنگامی که تجهیزات مکانیزه خراب شده باشد و پخش بتن متوقف گردد؛
- در محل‌های با عرض کم یا نواحی با شکل‌های نامنظم که امکان استفاده از تجهیزات مکانیزه وجود ندارد.

شمشه دستی که برای صاف کردن سطح بتن استفاده می‌شود باید دارای حداقل ۴ متر طول و ۱۵۰ میلی‌متر پهنا باشد. همچنین باید به اندازه کافی صلب باشد تا در فرآیند شمشه‌کشی خمیده نشود یا تاب برندارد. حرکت شمشه باید به آرامی و از یک سمت روسازی به طرف دیگر انجام شود. هنگامی که شمشه به موازات محور راه حرکت داده می‌شود، گام بعد با گام قبلی نباید کمتر از نصف طول شمشه همپوشانی داشته باشد. با هر بار عبور شمشه، آب اضافه یا شیره بتن[۷۰] موجود به طرفین قالب هدایت می‌شود. پاشیدن سیمان خشک روی سطوح خیس برای جذب آب اضافی می‌تواند موجب ترک‌خوردگی سطحی شود و مجاز نیست.

۳-۳-۸-۶-ایجاد بافت[۷۱]

به‌منظور ایجاد اصطکاک لازم بین لاستیک وسیله نقلیه با سطح روسازی، در رویه بتنی بافت سطحی ایجاد می‌شود. به‌طور کلی بافت ایجاد شده در سطح رویه بتنی معمولاً شامل دو نوع بافت ریز[۷۲] و بافت درشت[۷۳] است. برای ایجاد این دو نوع بافت از تجهیزات جداگانه‌ای استفاده می‌شود. این تجهیزات نیز مانند تجهیزات پرداخت سطح روسازی دارای دو حالت دستی و مکانیزه است.

68- Segregation
69- Entrained air
70- Laitance
71- Texturing
72- Micro texture
73- Macro texture

بافت ریز با کشیدن نوعی پارچه بافت‌دار در جهت طولی روی روسازی بتنی ایجاد می‌شود. در اغلب موارد این عملیات به سادگی توسط تیرکی که پارچه بافت‌دار به آن نصب شده است و با استفاده از کابل به دنبال دستگاه پخش بتن (فینیشر) کشیده می‌شود، انجام می‌گیرد. کشیدن این وسیله توسط دست توصیه نمی‌شود؛ زیرا باعث ایجاد بافت ناهموار در سطح روسازی می‌گردد. پارچه بافت دار مورد استفاده می‌تواند از نوع چتایی[۷۴] یا از چمن مصنوعی[۷۵] باشد.

بافت درشت در سطح بتن تازه با ایجاد شیار[۷۶] در جهت عمود بر محور راه به‌وجود می‌آید. شیارهای ایجاد شده دارای عرض ۱/۵ تا ۳ میلی‌متر، عمق ۳ تا ۵ میلی‌متر و به فاصله ۱۰ تا ۲۰ میلی‌متر از یکدیگر قرار می‌گیرند. در هنگام ایجاد شیارها باید از همپوشانی آن‌ها خودداری شود.

۳-۳-۸-۷- عمل‌آوری[۷۷]

عمل‌آوری بتن فرآیند آماده‌سازی مطلوب بتن از لحاظ شرایط دما و رطوبت است که به بتن اجازه می‌دهد تا در فرصت کافی عملیات گیرش را انجام دهد. عمل‌آوری برای فرآیند هیدراتاسیون زمان بیشتری فراهم کرده و افت حجمی پلاستیک بتن، افت حجمی ناشی از خشک‌شدگی و ترک‌های ناشی از تنش‌های حرارتی را کاهش می‌دهد. عمل‌آوری بتن بر ویژگی‌های بتن سخت‌شده از قبیل میزان نفوذپذیری و مقاومت در برابر یخ‌زدن و ذوب یخ تأثیر به‌سزایی دارد.

عمل‌آوری بتن باید بلافاصله پس از ایجاد بافت آغاز شود تا بتن در برابر عوامل زیان‌بار محافظت شود. این عملیات حداقل به مدت سه روز و بلافاصله پس از ایجاد بافت انجام می‌شود. در طی فرآیند عمل‌آوری نباید رویه بتنی بیش از ۳۰ دقیقه بدون پوشش باشد. بتن باید به مدت حداقل ۱۰ روز یا تا هنگامی که مقاومت فشاری آن حداقل ۶۰ درصد مقاومت فشاری مشخصه شود، محافظت گردد. هنگامی که دمای هوا به کمتر از ۲ درجه سانتی‌گراد می‌رسد، باید با استفاده از پوشش‌های مناسب از یخ‌زدن بتن جلوگیری شود.

برای عمل‌آوری بتن از روش‌های زیر استفاده می‌شود:

الف- استفاده از غشای نفوذ ناپذیر[۷۸]

از ترکیبات عمل‌آوری[۷۹] فقط در شرایط آب و هوای خشک استفاده می‌شود. مشخصات ترکیبات عمل‌آوری غشایی مایع در استانداردهای AASHTO M148 و ASTM C309 ارائه شده است.

برای عمل‌آوری بتن معمولاً به ازای هر ۳/۵ متر مربع از واحد سطح بتن، از یک لیتر ترکیبات عمل‌آورنده غشایی استفاده می‌شود. برای اینکه رنگ‌دانه‌های موجود در ترکیبات عمل‌آوری به‌صورت پراکنده پخش گردند، لازم است در طی عملیات عمل‌آوری، ماده عمل‌آوری به‌طور مداوم تکان داده شود. عمل‌آوری محل‌هایی از روسازی بتنی که داری عرض یا

74- Burlap
75- Astroturf
76- Tining
77- Curing
78- Impervious membrane method
79- Curing compound

شکل نامنظم هستند، همچنین سطوح نمایان شده پس از بازکردن قالب، با اسپری ماده عمل‌آورنده و به روش دستی انجام می‌شود.

استفاده از ترکیبات عمل‌آوری در دو مرحله توصیه می‌شود، زیرا:

- باعث ایجاد پوشش ضخیم‌تر می‌شود و در نتیجه مقاومت بیشتر در برابر تبخیر آب را به همراه دارد؛
- موجب کاهش جریان ماده عمل‌آوری به درون شیارهای حاصل از ایجاد بافت می‌شود؛
- موجب اطمینان بیشتر از پوشش یکنواخت سطح بتن می‌شود، به‌خصوص در هنگامی که یک یا چند دهانه لوله پاشش ماده عمل‌آوری مسدود شده باشد.

مراحل اول و دوم استفاده از ماده عمل‌آوری باید به ترتیب ظرف ۱۰ و ۳۰ دقیقه پس از کامل‌شدن عملیات ایجاد بافت انجام شود. در هر مرحله میزان ماده عمل‌آوری نباید بیشتر از یک لیتر برای ۴ متر مربع سطح بتن باشد. با توجه به اینکه عملیات عمل‌آوری برای رویه‌های بتنی نازک از حساسیت بیشتری برخوردار است (به دلیل بالا بودن نسبت سطح به حجم، کم بودن نسبت آب به سیمان و زیاد بودن عیار سیمان)، توصیه می‌شود مقدار ماده عمل‌آوری که برای روکش‌های بتنی نازک استفاده می‌شود، دو برابر مقدار پیشنهادی شرکت‌های تولید کننده این مواد برای بتن معمولی باشد.

ب- استفاده از صفحات پلی‌اتیلن سفید رنگ مات[۸۰] (نایلون)

مشخصات این مصالح در استاندارد AASHTO M171 آمده است. این صفحات باید حداقل به اندازه دو برابر ضخامت روسازی در لبه‌های دال ادامه پیدا کنند. مقدار همپوشانی صفحات حداقل ۴۵۰ میلی‌متر است.

ج- استفاده از چتایی[۸۱]

در صورتی که برای عمل‌آوری بتن از چتایی استفاده شود، باید به اندازه حداقل دو برابر ضخامت دال بتنی در لبه‌ها ادامه یابد. چتایی باید در دو لایه استفاده شود و قبل از به‌کاربردن در عملیات عمل‌آوری بتن، به حالت اشباع درآید. همچنین لازم است در طول عمل‌آوری نیز در حالت اشباع نگه‌داشته شود. برای حفظ رطوبت چتایی به مدت طولانی می‌توان با ورق پلاستیک (نایلون) روی چتایی خیس را پوشاند. مشخصات چتایی که از جوت[۸۲] یا کناف و کتان ساخته می‌شود و برای عملیات عمل‌آوری بتن استفاده می‌گردد در استاندارد AASHTO M182 ارائه شده است.

د- استفاده از کاغذهای ضد آب[۸۳]

کاغذهای ضد آب که برای عمل‌آوری بتن استفاه می‌شوند باید دارای وزن ۲۰۰ گرم بر متر مربع باشند.

80- White opaque polyethylene film
81- Cloth
82- Kenaf
83- Waterproof paper

۳-۳-۸-۸- باز کردن قالب‌ها

قالب‌ها حداقل به مدت ۱۲ ساعت باید در جای خود نگه‌داشته و پس از آن با دقت باز شوند. در صورت بروز آسیب یا وجود نواحی به شکل لانه زنبوری در لبه‌های روسازی، این مناطق با استفاده از ملات تازه تعمیر می‌گردند.

از تردد تجهیزات اجرای روسازی به‌جز تجهیزات مربوط به برش درز، تا هنگامی که مقاومت فشاری رویه بتنی به ۶۰ درصد مقاومت مشخصه خود نرسیده است، باید جلوگیری شود.

قالب‌ها بعد از برداشته شدن باید تمیز شده و برای ادامه عملیات بتن‌ریزی در دفعات بعد آماده شوند.

۳-۳-۸-۹- اجرای درز

۳-۳-۸-۹-۱- کلیات

یک درز در واقع ترک طراحی شده یا از پیش تعیین شده است. ترک‌ها در روسازی بتنی تازه اجرا شده، به دلیل جمع‌شدگی ناشی از افت حجمی بتن و اختلاف دما بین بالا و پایین دال به‌وجود می‌آیند. با ایجاد درز به روش برش، مناطق ضعیف شده‌ای فراهم می‌شود که اجازه ایجاد ترک در محل‌های از پیش تعیین شده را به روسازی بتنی می‌دهد. مراقبت از ترک‌های از پیش تعیین شده با موقعیت مشخص، بسیار راحت‌تر از ترک‌هایی است که به‌صورت اتفاقی در روسازی به وجود می‌آیند. طراحی روسازی‌های بتنی دارای درز، امکان بهره‌برداری از روسازی را بدون آنکه ترک‌های تصادفی عملکرد و کیفیت رانندگی در آن را تغییر دهند، فراهم می‌کند.

ایجاد درز معمولاً در دو مرحله انجام می‌شود: ۱) برش اولیه: با این برش، محل ضعیف شده‌ای برای ایجاد ترک در روسازی فراهم می‌شود تا ترک‌های ناشی از عواملی مانند افت حجمی بتن را کنترل کنند. این نوع برش‌ها در هر دو امتداد طولی و عرضی ایجاد می‌شوند. ۲) برش‌های پهن: این برش‌ها به‌منظور فراهم نمودن فضایی برای قرارگیری ماده درزگیر[84] ایجاد می‌گردند. عمق و اندازه درز در این برش‌ها به نوع درزگیر بستگی دارد. در صورت استفاده از اره‌های مخصوص می‌توان دو نوع برش گفته‌شده را هم‌زمان ایجاد نمود (شکل ۳-۶).

84- Sealant reservoir

شکل ۳-۶- برش اولیه و ثانویه (پهن) در درز عرضی

عملیات برش اولیه درز بین ۴ تا ۲۴ ساعت پس از پخش بتن و قبل از ایجاد ترک‌های انقباضی غیرقابل کنترل انجام می‌شود. این مدت زمان تابعی از دمای دال، شرایط آب و هوایی، وضعیت گیرش بتن و تغییر خصوصیات مخلوط بتن است. برش زودهنگام دال باعث جداشدن سنگ‌دانه‌ها از دال می‌شود و برش دیرهنگام آن نیز به وقوع ترک در نقاط دیگر دال منجر می‌گردد. عملیات برش ثانویه به‌منظور ایجاد فضای لازم برای قرارگیری ماده درزگیر باید حداقل ۷۲ ساعت پس از عملیات پخش بتن انجام شود.

۳-۳-۸-۹-۲- اجرای درزهای انقباضی (عرضی و طولی)

ایجاد درز انقباضی به روش شکل‌دهی[۸۵] یا برش[۸۶] انجام می‌شود. عملیات شکل‌دهی برای ایجاد درز انقباضی هنگامی صورت می‌گیرد که بتن حالت خمیری داشته باشد. عملیات برش اولیه درز انقباضی بین ۴ تا ۲۴ ساعت پس از پخش بتن و قبل از ایجاد ترک‌های انقباضی غیرقابل کنترل انجام می‌گردد.

برش درز طولی بلافاصله بعد از کامل شدن درزهای عرضی انجام می‌شود. این برش‌ها باید حداکثر ظرف یک روز پس از تکمیل برش‌های اولیه عرضی، به اتمام برسد. روش معمول به این ترتیب است که ابتدا برش‌های ثانویه (پهن) طولی و سپس درزگیری آنها و در ادامه برش‌های ثانویه عرضی و درزگیری آنها انجام می‌شود. روش دیگر آن است که پس از برش‌های ثانویه برای هر دو نوع درز (عرضی و طولی)، درزگیری طولی انجام می‌گردد. سپس ماده درزگیر طولی از محل درز عرضی برداشته شده و در ادامه درزگیری عرضی انجام می‌شود. در هر صورت مصالح درزگیر در محل تقاطع درزهای طولی و عرضی نباید هم‌پوشانی داشته باشند.

85- Forming
86- Sawing

حداقل عرض برش (درز) اولیه که با اره کردن ایجاد می‌شود برابر ۳ میلی‌متر و عمق این درزها $\frac{۱}{۳}$ ضخامت دال بتنی خواهد بود. به‌طور کلی برای دال بتنی با طول کمتر یا مساوی ۵ متر، در مناطقی که حداقل دمای آن ۷- درجه سانتی‌گراد یا بیشتر است، عرض درز معمولاً برابر ۶ میلی‌متر و در مناطق با حداقل دمای ۲۷- درجه سانتی‌گراد و کمتر، عرض درز معمولاً برابر ۱۰ میلی‌متر در نظر گرفته می‌شود.

ضریب شکل[۸۷] (نسبت عمق (D) به عرض (W)) فضای مربوط به قرارگیری ماده درزگیر، معمولاً بین ۰/۵ تا ۲ تغییر می‌کند که حداقل عمق آن برای درزهای طولی ۱۰ میلی‌متر و برای درزهای عرضی ۱۳ میلی‌متر است. مقدار ضریب شکل تابعی از نوع ماده درزگیر و توصیه‌های شرکت سازنده مواد درزگیر است. معمولاً ضریب شکل برای درزگیرهایی که به‌صورت گرم اجرا می‌شوند، حداقل برابر ۱ و برای درزگیرهای سیلیکونی حداقل برابر ۰/۵ در نظر گرفته می‌شود. حداکثر ضریب شکل برای درزگیرهای سیلیکونی نیز برابر ۱ است. شکل (۷-۳) نمونه‌هایی از درزهای انقباضی عرضی و طولی را نشان می‌دهد. هنگام استفاده از مواد درزگیر و ایجاد ضریب شکل مناسب، باید به توصیه‌های شرکت سازنده این مواد توجه شود.

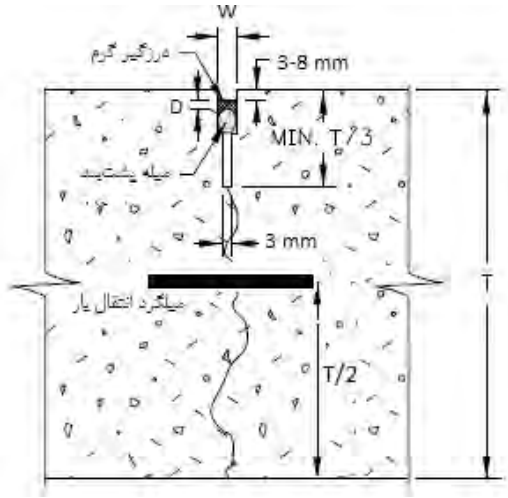
۳-۳-۸-۹-۳- اجرای درزهای ساخت (درزهای اجرایی)

تا حد امکان باید سعی شود، محل درزهای عرضی ساخت منطبق بر درزهای عرضی انقباضی باشد. اجرای درزهای عرضی ساخت در پایان پخش بتن یا هنگامی که بیش از ۳۰ دقیقه در پخش بتن وقفه ایجاد شود، اجرا می‌شوند. در هنگام وقفه در پخش بتن در صورتی که بتن به اندازه کافی برای اجرای یک دال ۳ متری موجود نباشد، بتن ریخته شده در جلوی درز عرضی برداشته می‌شود. در محل درزهای عرضی ساخت از میلگردهای انتقال بار (مانند درزهای عرضی انقباضی) استفاده می‌شود. توصیه می‌گردد درزهای عرضی ساخت، بریده و درزگیری شوند. در این حالت ابعاد محفظه درز مانند درزهای عرضی انقباضی است (شکل ۳-۸).

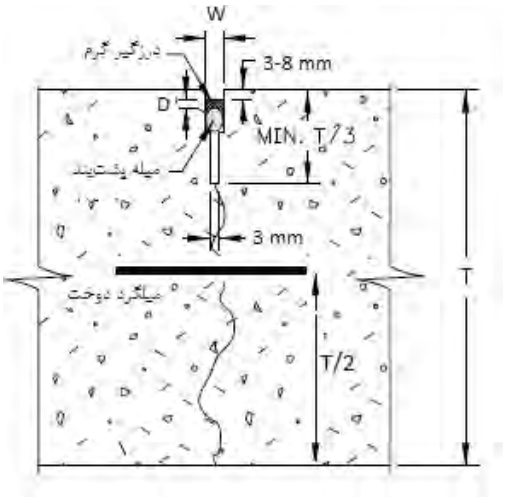
در فاصله ۴۰ سانتی‌متری از درز عرضی نباید از میلگرد دوخت استفاده شود.

توصیه می‌شود درزهای طولی ساخت، بریده و درزگیری شوند. در این حالت ابعاد محفظه درز مانند درزهای طولی انقباضی است (شکل ۳-۹).

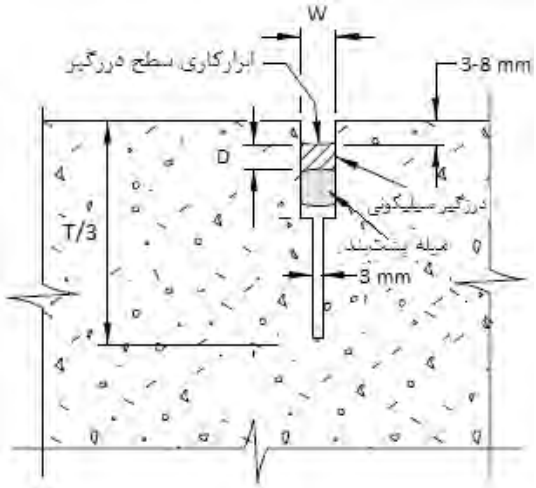
87- Shape factor



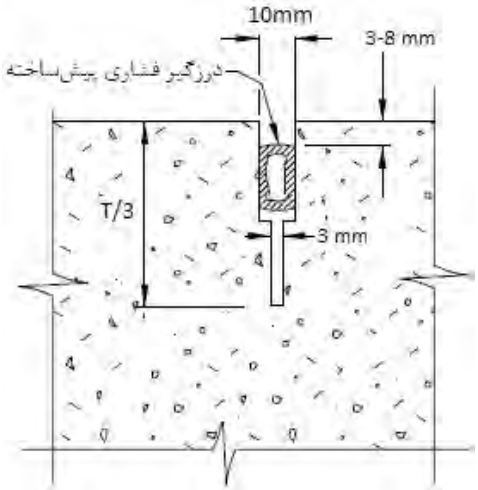
الف- درز انقباض عرضی که با درزگیر گرم درزگیری شده است



ب- درز انقباض طولی که با درزگیر گرم درزگیری شده است

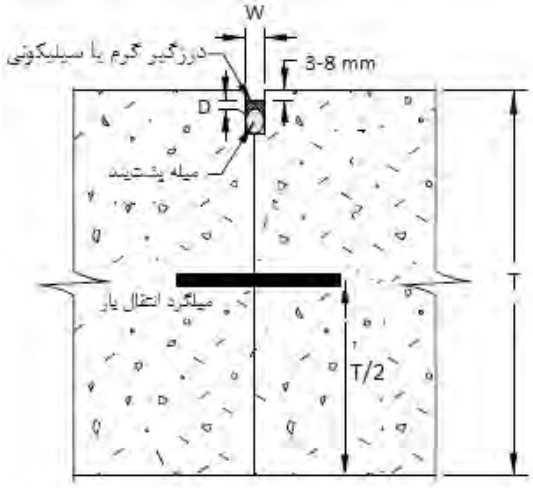


ج- درز انقباضی که با درزگیر سیلیکونی درزگیری شده است

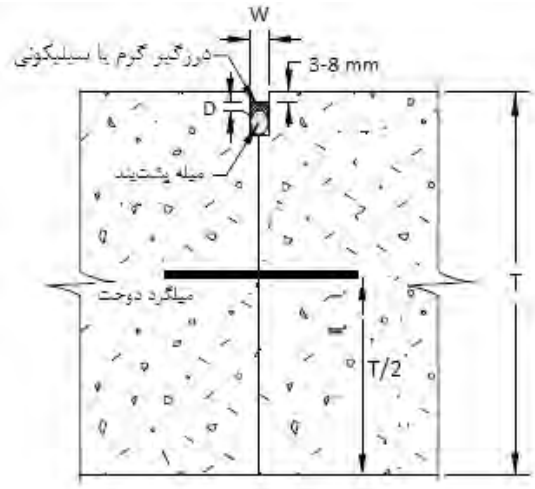


د- درز انقباضی که با درزگیر فشاری پیش ساخته درزگیری شده است

شکل ۳-۷- نمونه‌ای از درزهای انقباضی عرضی و طولی (شکل دارای مقیاس نیست)



شکل ۳-۸- نمونه‌ای از درز عرضی ساخت



شکل ۳-۹- نمونه‌ای از درز طولی ساخت

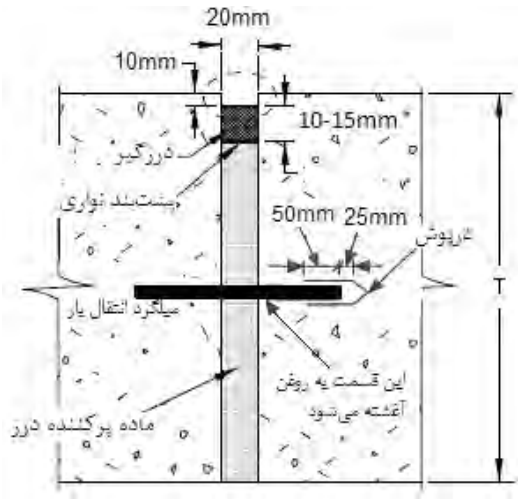
۳-۳-۸-۹-۴- اجرای درزهای انبساط/انقطاع

وظیفه اولیه یک درز انبساط، ایجاد فضایی برای انبساط دال بتنی و در نتیجه جلوگیری از ایجاد و توسعه تنش‌های فشاری (که ممکن است منجر به تاب برداشتن دال بتنی شود) است. درز انبساط/ انقطاع در محل‌های خاص مانند مجاورت رویه بتنی با سازه پل یا روسازی از نوع دیگر اجرا می‌شود.

ابعاد لازم برای قرار گرفتن مواد درزگیر در درزهای انبساط بیشتر از فضای متناظر در درزهای انقباض یا ساخت است. عرض درزهای انبساط ۲۰ میلی‌متر در نظر گرفته می‌شود. این درزها با مواد پیش‌ساخته که با فشار به درون درز انبساط فروبرده می‌شوند، پر می‌گردند. محل درزهای انبساط تا ارتفاع ۲۰ تا ۲۵ میلی‌متر زیر سطح دال بتنی از مواد پرکننده[88] پر شده و سپس روی این مواد، ماده درزگیر اجرا می‌شود. سطح ماده درزگیر ۱۰ میلی‌متر پایین‌تر از سطح دال قرار می‌گیرد (شکل ۳-۱۰). به‌منظور انتقال بار در محل درزهای انبساط، از میلگردهای انتقال بار (صاف) که یک

88- Joint filler material

طرف آن دارای درپوش[۸۹] است استفاده می‌شود. در هنگام انبساط دال، این درپوش که فضـای خـالی مناسـبی را در دال ایجاد نموده است سبب حرکت آزادانه میلگرد انتقال بار می‌شود. تمهیدات لازم برای جلوگیری از بسته شدن این درپوش در مدت استفاده ازروسازی باید در نظر گرفته شود. فاصله بین انتهای بسته درپوش و انتهای میلگرد انتقال بـار برابـر ۲۵ میلی‌متر است.



شکل ۳-۱۰- نمونه‌ای از درز انبساط

مشخصات مواد پرکننده در محل درزهای انبساط روسازی‌های بتنی در جدول (۴۱-۳) ارائه شده است.

جدول ۳-۴۱- مشخصات مواد پرکننده در درز انبساط روسازی بتنی

ردیف	عنوان	ASTM	AASHTO
۱	پرکننده پیش‌ساخته[۹۰] ارتجاعی	D994	M33
۲	پرکننده پیش‌ساخته از نوع لاستیک اسفنجی	D1752	M153
۳	پرکننده پیش‌ساخته از نوع قیری	D 1751	M213
۴	صفحات پلی‌استایرن پرکننده[۹۱]	ASTM C203	

صفحات پلی‌استایرن پرکننده باید دارای مقاومت خمشی حداقل ۰/۲۵ مگاپاسکال باشند و هنگامی کـه بـه میـزان ۵ درصد فشرده می‌شوند، مقاومت تسلیم فشاری آنها بین ۰/۱ تا ۰/۳ مگاپاسکال باشد.

هنگام استفاده از پرکننده‌های پیش‌ساخته، پرکننده هر درز به‌صورت یک تکه تمام عمق و تمام عرض تهیه می‌شـود. به‌منظور انطباق و سازگاری ماده پرکننده با میلگردهای انتقال بار، سوراخ‌هایی در محل‌های متناظر با میلگردهای انتقـال

89- Cap
90- Preformed expansion joint filler
91- Polystyrene board fillers

بار روی پرکننده ایجاد می‌شود. چنانچه استفاده از ماده پرکننده به‌صورت چند تکه‌ای (بیش از یک تکه) مجاز شمرده شود، لازم است که محل اتصال قطعات با بست‌های مناسب به یکدیگر متصل شوند.

۳-۳-۸-۹-۵- درزگیری[۹۲]

بلافاصله بعد از عملیات برش درز، به‌منظور ایجاد چسبندگی مناسب درزگیر با سطوح درز، محفظه قرارگیری درزگیر باید شسته و تمیز شود.

سطح درز با ساب‌زدن[۹۳] (با استفاده از سندبلاست یا روش مشابه)، فشار آب[۹۴] یا با فرچه‌زنی[۹۵] (سیمی) تمیز می‌شود. عملیات ساب‌زدن (سندبلاست) با دو بار عبور (در هر بار یک وجه درز) و در حالی که موقعیت لوله نازل ۲۵ تا ۵۰ میلی‌متر بالای درز قرار می‌گیرد، انجام می‌شود. درزگیری هنگامی انجام می‌شود که درزها کاملاً خشک باشند. خشک کردن محل درز با دمیدن هوای خشک انجام می‌شود. برای خشک کردن محل درزها نباید از شعله‌افکن[۹۶] استفاده شود؛ زیرا ایجاد دمای زیاد، باعث آسیب به بتن می‌شود.

مواد درزگیر[۹۷] به دو دسته درجا[۹۸] (اجرا شده در محل) و پیش ساخته[۹۹] طبقه‌بندی می‌شوند. درزگیرهای اجرا شده در محل، خود به دو نوع گرم و سرد تقسیم‌بندی می‌شوند و قبل از استفاده از آنها باید میله پشت‌بند[۱۰۰] (فتیله پشت‌بند) کار گذشته شود. این میله علاوه بر تأمین ضریب شکل مناسب برای ماده درزگیر (نسبت عمق به عرض درزگیری)، از خروج ماده درزگیر از قسمت پایین درز نیز جلوگیری می‌کند. میله پشت‌بند غیر فلزی، ارتجاعی، تراکم‌پذیر، غیر جاذب و انقباض ناپذیر بوده و ضخامت آن تقریباً ۲۵ درصد بزرگ‌تر از عرض درز است. میله پشت‌بند معمولاً از نوع فوم پلی‌اتیلنی[۱۰۱] است.

به‌طور کلی مواد پشت‌بند به سه صورت وجود دارند. نوع اول به شکل میله‌های گرد با قطرهای متفاوت است و با انواع درزگیرهای سرد یا گرم به‌کار برده می‌شود. نوع دوم به شکل صفحه یا نوارهایی با ضخامت مختلف است و با درزگیرهای سرد یا گرم قابل استفاده است. نوع سوم به‌صورت میله‌های گرد با قطرهای متفاوت است و فقط با درزگیرهای سرد استفاده می‌شود. پشت‌بندهای از نوع اول و سوم معمولاً در محل‌هایی مانند درزهای انقباض که محفظه درز وجود دارد استفاده می‌شود. در این موارد، میله پشت‌بند باعث محدود شدن ارتفاع مواد درزگیر و جلوگیری از چسبیدن ماده درزگیر به قسمت پایینی محفظه قرارگیری ماده درزگیر می‌شود و به‌صورت یک پیوندزدا[۱۰۲] عمل می‌کند. پشت‌بندهای نواری،

92- Joint sealing
93- Abrasive cleaning
94- waterblasting
95- Wire brushing
96- Heat lance
97- Joint sealants
98- Field molded/ Poured joint sealant
99- Premolded/Preformed joint sealant
100- Backer rod
101- Polyethylene foam
102- Bond-breaker

معمولاً در بازشوهای (درزهای) تمام عمق مانند درزهای انبساط استفاده می‌شود. در این محل‌ها از مواد پرکننده برای پر کردن فضای درز و از پشت‌بند برای جلوگیری یا به حداقل رساندن تجمع آب یا دیگر مواد تراکم‌ناپذیر در زیر درزگیر استفاده می‌شود.

باید از سازگار بودن میله پشت‌بند با نوع ماده درزگیر اطمینان حاصل شود همچنین در هنگام نصب باید به توصیه‌های شرکت سازنده توجه کرد.

پس از نصب میله پشت‌بند، درزگیر گرم یا سرد اجرا می‌شود. مشخصات مواد درزگیر در روسازی بتنی در جدول (۴۰-۳) ارائه شده است.

جدول ۳-۴۰- مشخصات مواد درزگیر در روسازی بتنی

ردیف	عنوان	ASTM	AASHTO
۱	درزگیر گرم الاستومری برای روسازی بتنی	D3406	M282
۲	درزگیر گرم	D6690	M324
۳	درزگیرهای پیش‌ساخته الاستومری پلی‌کلروپرن[۱۰۳] برای روسازی بتنی	D2628	M220
۴	مواد[۱۰۴] روغنی- چسبنده مخصوص نصب درزگیرهای پیش‌ساخته فشاری[۱۰۵]	D2835	
۵	درزگیر سیلیکونی	D5893	
۶	میله پشت‌بند (نوع ۱ یا ۳)	D5249	

درزگیری با مواد گرم یا سرد باید از پایین محفظه درز شروع شود. این عمل از ایجاد حباب و هوای محبوس جلوگیری می‌کند. برای اجرای درزگیر، لوله هادی ماده درزگیر[۱۰۶] به درون محفظه درز فروبرده می‌شود و بدین ترتیب از روی میله پشت‌بند تا ارتفاع مشخص شده، ماده درزگیر اجرا می‌شود. درزگیرهای گرم باید قبل از استفاده، تا دمای معینی که شرکت سازنده مشخص کرده است، گرم شوند. برای گرم کردن ماده درزگیر نباید از حرارت مستقیم استفاده شود.

103- Polychloroprene elastomeric joint seals
104- Lubricant-Adhesive
105- Preformed compression seals
106- Nozzle

هنگام اجرای ماده درزگیر باید اطمینان حاصل شود که سطح بالایی آن ۳ تا ۸ میلی‌متر پایین‌تر از سطح روسازی باشد. استفاده از ماده درزگیر گرم که در محل درز ریخته می‌شود فقط زمانی مجاز است که دمای روسازی بیشتر از ۱۰ درجه سانتی‌گراد باشد. هنگام استفاده از درزگیرهای سیلیکونی و درزگیرهایی که به‌صورت سرد استفاده می‌شوند باید توصیه‌های شرکت سازنده مد نظر قرار گیرد. برای کسب نتیجه مناسب از اجرای درزگیرهای سرد (سیلیکونی) که سطح آنها به‌صورت طبیعی تراز نمی‌شود (خودتراز[۱۰۷] نیستند)، باید با ابزار مخصوص سطح آنها شکل‌دهی شود. برای این منظور پس از اجرای درزگیر سیلیکونی در محل درز، با کشیدن ابزار مخصوص روی سطح آن و در دو جهت، سطح درزگیر شکل‌دهی می‌شود. این عمل موجب می‌شود درزگیر به پایین درز حرکت داده شود در نتیجه ضمن ایجاد چسبندگی با دیوارهای درز، ضریب شکل مناسب نیز برای درز فراهم گردد. شکل‌دهی درزگیر سیلیکونی معمولاً باید ظرف مدت ۱۰ دقیقه از هنگام اجرا در محل درز انجام شود. درزگیر سیلیکونی در درزهایی که از سنگ‌دانه‌های آهکی دولومیتی تشکیل شده است ممکن است چسبندگی مناسبی با دیواره‌های درز برقرار نکند، بنابراین، در این موارد ضمن مشورت با شرکت تولید کننده مواد درزگیر، ممکن است نیاز باشد از یک پوشش اولیه (آستری[۱۰۸]) استفاده شود. گیرش[۱۰۹] کامل درزگیر سیلیکونی طی ۱۴ تا ۲۱ روز اتفاق می‌افتد.

هنگام استفاده از درزگیرهای پیش‌ساخته نیز باید به نکات اجرایی شرکت سازنده توجه شود. درزگیرهای فشاری پیش‌ساخته با فشار در درون درز قرار می‌گیرند و به میله پشت‌بند نیاز ندارند. در این حالت معمولا ماده درزگیر بین ۲۰ تا ۵۰ درصد عرض اسمی خود تحت فشار قرار می‌گیرد. به‌منظور سهولت در نصب درزگیرهای الاستومری پیش‌ساخته و همچنین حفاظت از آنها، سطوح درز و سطوحی از درزگیر که در تماس با محل درز هستند، با مواد روغنی-چسبنده[۱۱۰] آغشته می‌شود. برای نصب درزگیرهای پیش‌ساخته باید از ابزار یا ماشین‌آلاتی استفاده شود که باعث پیچ و تاب‌خوردن، ایجاد دندانه و شکاف یا هر آسیب دیگر به ماده درزگیر نشود. همچنین کشیدگی ماده درزگیر نباید بیش از ۵ درصد باشد.

۳-۳-۸-۱۰- عبور و مرور وسایل نقلیه از روسازی بتنی

عبور وسایل نقلیه از روسازی بتنی پس از گذشت ۱۴ روز یا هنگامی که مقاومت فشاری بتن، حداقل ۷۰ درصد مقاومت فشاری مشخصه خود شود، امکان‌پذیر است.

۳-۳-۸-۱۱- کنترل ضخامت، مقاومت فشاری و همواری رویه بتنی

کنترل کیفیت روسازی بتنی در دو مرحله هنگام اجرا و پس از اجرا انجام می‌شود.

107- Self-leveling
108- Primer
109- Curing
110- Lubricant-Adhesive

۳-۳-۸-۱۱-۱- کنترل کیفیت در هنگام اجرا

۳-۳-۸-۱۱-۱-۱- برای کنترل کیفیت روسازی بتن در هنگام اجرا باید محل پیمانه کردن مصالح و تولید بتن و همچنین محل اجرا، مورد کنترل و نظارت قرار گیرد.

۳-۳-۸-۱۱-۱-۲- رطوبت سنگدانه‌ها باید به صورت پیوسته کنترل شود.

۳-۳-۸-۱۱-۱-۳- از بتن تهیه شده باید به ازای هر ۳۵۰ متر مکعب یا حجم بتن اجرا شده در یک روز (هرکدام که کمتر باشد)، دو استوانه ۳۰×۱۵ سانتیمتر استاندارد جهت بررسی مقاومت در سن ۲۸ روزه یا سن مورد طراحی تهیه و در شرایط استاندارد نگهداری شود.

۳-۳-۸-۱۱-۱-۴- در محل اجرا باید کنترل شود که لایه زیراساس دارای خواص و تراز مورد نظر باشد و قبل از ریختن بتن مرطوب شده باشد و کنترل شود که بتن در محدوده زمانی مجاز از زمان ساخت، ریخته و متراکم می‌گردد.

۳-۳-۸-۱۱-۱-۵- جرم حجمی بتن باید پس از اتمام عملیات تراکم به ازای هر ۳۰ متر طول در هر باند توسط دانسیته سنج هسته‌ای کنترل گردد.

۳-۳-۸-۱۱-۱-۶- اختلاف رقوم سطح تمام شده بتن با رقوم مندرج در نقشه‌های طولی و عرضی و همچنین ناهمواری سطح که با استفاده از شمشه ۳ متری در جهات عرضی و طولی راه اندازه‌گیری می‌شود، نباید بیشتر از ۵ میلی‌متر باشد.

۳-۳-۸-۱۱-۱-۷- کیفیت سطح باید کنترل شود تا عاری از پارگی سطح، ترک خوردگی، جداشدگی، توده‌های سنگی، بخشهای فرورفته، خالی یا کشیده شدگی سطح یا سنگدانه‌های شل و آزاد و یا سنگدانه های بیرون‌زده به علت شسته شدن مواد سیمانی باشد.

۳-۳-۸-۱۱-۱-۸- نحوه عمل آوری و مدت زمان اعمال آن روی روسازی باید توسط ناظر کنترل شود.

۳-۳-۸-۱۱-۲- کنترل کیفیت پس ازساخت

۳-۳-۸-۱۱-۲-۱- پس از اجرای روسازی بتنی، باید عملیات اجرای درزهای اجرایی به لحاظ فواصل درزها و همچنین عمق برش کنترل شود. همچنین باید زمان و نحوه بریدن درزها کنترل شود تا منجر به تخریب لبه‌های درز نشود.

۳-۳-۸-۱۱-۲-۲- به منظور بررسی ضخامت لایه‌های روسازی اجرا شده باید از روش مغزه‌گیری به تعداد یک مغزه از هر ۱۰۰۰ متر مربع روسازی و همچنین از محل تقاطع‌ها، ورودی‌ها، رمپ‌ها وشانه‌ها (استاندارد ملی ایران شماره ۱۲۳۰۶) یا آزمایش‌های غیر مخرب مبتنی بر سرعت موج استفاده شود. مغزه‌ها باید در فواصل بیش از ۱۵ سانتی‌متر از لبه‌روسازی، ۷/۵ سانتی‌متر از درز طولی، ۶۰ سانتی‌متر از درز عرضی انقباضی و ۱/۵ متر از درز عرضی ساخت، تهیه شوند. محل مغزه‌ها باید ظرف مدت ۲۴ ساعت با بتن زودگیر پر گردد.

۳-۳-۸-۱۱-۲-۳- آزمونه‌های استوانه‌ای اخذ شده در حین اجرا باید در سن ۲۸ روزه یا سن مورد طراحی برای تعیین مقاومت فشاری آزمایش شود. ضوابط پذیرش نمونه‌ها مطابق آیین‌نامه بتن ایران می‌باشد.

۳-۳-۸-۱۱-۲-۴- چنانچه نتایج میانگین آزمونه‌های استوانه‌ای آزمایشگاهی، ضوابط پذیرش را برآورده نسازد، باید از محل بتن نمونه‌گیری‌شده متناظر، دو تا سه مغزه گرفته شود. مغزه‌های گرفته شده باید پس از نمونه‌گیری، ۷ روز در شرایط استاندارد آزمایشگاهی نگهداری شده و پس از آن مورد آزمایش مقاومت قرار گیرد (استاندارد ملی ایران شماره ۱۲۳۰۶). ضوابط پذیرش مغزه‌ها مطابق آیین‌نامه بتن ایران می‌باشد.

۳-۳-۹- اجرای قطعه آزمایشی

برای اعتبارسنجی طراحی، روش اجرا (هماهنگی بین ظرفیت تولید بتن و اجرای آن و...)، فرآیند گیرش، ایجاد درز و آزمایش‌های میدانی و آزمایشگاهی بتن (به‌منظور کنترل کیفیت عملیات)، قطعه آزمایشی اجرا می‌شود. قطعه آزمایشی باید حداقل یک هفته قبل از پروژه اصلی با استفاده از مصالح و روش ساختی که برای پروژه واقعی پیشنهاد شده است، روی لایه زیراساسی که دارای مشخصات فنی لازم باشد، ساخته شود. قطعه آزمایشی باید دارای طول کافی (حدود ۵۰ متر) باشد تا بتوان ارزیابی مناسبی از طراحی و روش‌های ساخت ارائه کرد. همچنین عرض قطعه آزمایشی باید حداقل دو برابر عرض فینیشر بتن باشد. چنانچه قطعه آزمایشی الزامات طراحی و اجرای روسازی پروژه اصلی را برآورده نماید، می‌توان آن را جزئی از روسازی پروژه اصلی در نظر گرفت.

۳-۳-۱۰- تجهیزات و ماشین‌آلات ساخت روسازی بتنی ساده درزدار و مسلح پیوسته

۳-۳-۱۰-۱- مقدمه

تولید بتن با خصوصیات پایدار و یکنواخت یکی از عوامل مهم و مؤثر در کیفیت رویه بتنی است. مدیریت مصالح انباشته شده و حمل و نقل آنها، مخلوط کردن مصالح و در نهایت تولید بتن باید با یک فرآیند مطلوب و کنترل کیفیت مناسب انجام شود. پس از مرحله تولید بتن، بحث اصلی و مهم دیگر، نحوه حمل بتن و اجرای رویه بتنی است که این امر به وسیله تجهیزات و ماشین‌آلاتی که به همین منظور طراحی شده‌اند، انجام می‌شود. به‌منظور حمل بتن به محل اجرای رویه بتنی، از کامیون‌های دارای مخزن حمل که در بیشتر موارد به‌صورت گردان هستند، استفاده می‌شود. همچنین اجرای رویه بتنی به‌صورت کاملاً مکانیزه، نیمه مکانیزه و دستی ممکن است انجام شود. تجارب حاصل از رویه‌های بتنی نشان می‌دهد هر چه دخالت نیروی انسانی در روند اجرای رویه بتنی کمتر باشد، دقت عملیات افزایش یافته و اجرای یکنواخت‌تری برای روسازی بتنی فراهم می‌شود؛ با این وجود کنترل و نظارت تیم اجرایی بر فرآیند عملیات اجرایی ضروری خواهد بود. در برخی موارد که امکان حرکت تجهیزات مکانیزه یا ماشین‌آلات اجرای رویه بتنی در محل اجرای پروژه وجود ندارد و یا به نحوی شرایط به‌کارگیری آنها مهیا نباشد، از نیروی انسانی برای اجرای مراحل ساخت روسازی استفاده می‌شود. اجرای روسازی بتنی دارای مراحل زیر است:

۱) آماده‌سازی بستر و اجرای لایه زیراساس؛ ۲) قرار دادن میلگردهای انتقال بار و میلگردهای دوخت؛ ۳) بتن‌ریزی در محل اجرای روسازی بتنی؛ ۴) صاف و هموار کردن سطح بتن‌ریزی شده؛ ۵) ایجاد بافت روی سطح روسازی؛ ۶) عمل‌آوری بتن؛ ۷) ایجاد درز؛ ۸) آب‌بندی درزها.

اجرای هر کدام از مراحل گفته شده نیازمند به‌کارگیری تجهیزات و ماشین‌آلات مخصوص به آن مرحله است. با توجه به اینکه در بخش‌های قبلی، راجع به آماده‌سازی بستر و اجرای لایه زیراساس و همچنین تولید مخلوط بتن توضیحات لازم ارائه شده است، این بخش به بررسی تجهیزات و ماشین‌آلات اجرای رویه بتنی اختصاص می‌یابد.

ماشین‌آلات و تجهیزات اجرای روسازی بتنی را می‌توان به ۸ گروه زیر دسته‌بندی کرد:

۱) ماشین‌آلات تسطیح و تراکم[۱۱۱]؛

۲) ماشین‌آلات مربوط به حمل و جابجایی[۱۱۲]؛

۳) تجهیزات جای‌گذاری میلگرد، پخش و تراکم بتن[۱۱۳]؛

۴) تجهیزات پرداخت رویه بتنی[۱۱۴]؛

۵) تجهیزات ایجاد بافت در رویه بتنی[۱۱۵]؛

۶) تجهیزات عمل آوری بتن[۱۱۶]؛

۷) تجهیزات برش درز[۱۱۷]؛

۸) تجهیزات آب‌بندی[۱۱۸].

هر یک از تجهیزات و ماشین‌آلات گفته شده دارای انواع مختلف و عملکرد متفاوت هستند که در ادامه به هر یک از آنها اشاره می‌شود.

ذکر این نکته لازم به نظر می‌رسد که ماشین‌آلات اجرای روسازی همواره در حال تغییر و تحول بوده و آنچه در این بخش ارائه شده صرفاً برای آشنایی با اصول کلی کاربرد این‌گونه ماشین‌آلات است.

۳-۳-۱۰-۲- ماشین‌آلات تسطیح و تراکم

تجهیزات و ماشین‌آلات مورد استفاده برای تسطیح و تراکم بستر روسازی بتنی مانند تجهیزات مورد استفاده برای عملیات مشابه در روسازی آسفالتی است.

111- Trimmer and roller
112- Transporting vehicle
113 - Placing and consolidating
114- Finishing
115- Texturing
116- Curing
117- Sawing
118- Sealing

۳-۳-۱۰-۳- ماشین‌آلات حمل و جابجایی بتن

یکی از تجهیزات اصلی در عملیات اجرا و ساخت رویه بتنی، ماشین‌آلات حمل و جابجایی مخلوط بتن از محل آماده‌سازی بتن به محل اجرای پروژه است. معمولاً سه نوع ماشین‌آلات برای جابجایی بتن به محل اجرای رویه بتنی استفاده می‌شود که عبارتند از:

۱) کامیون‌های فاقد همزن[۱۱۹]؛

۲) کامیون‌های دارای همزن[۱۲۰]؛

۳) کامیون‌های مخلوط کننده[۱۲۱].

۳-۳-۱۰-۳-۱- کامیون‌های فاقد همزن

کامیون‌های فاقد همزن (کمپرسی) از متداول‌ترین وسایل نقلیه جابجایی بتن از محل تهیه مخلوط بتن به محل اجرای روسازی بتنی است. در این حالت بتن باید حداکثر ظرف مدت ۴۵ دقیقه تخلیه و استفاده شود. بتنی که به این روش حمل می‌شود، تا حد امکان باید دارای کارایی کم باشد. مشکل عمده این روش پدیده جداشدن سنگ‌دانه‌ها است. این روش بیشتر برای مسیرهای صاف و هموار و کوتاه یا متوسط توصیه می‌شود.

پس از تخلیه بتن، به‌منظور جلوگیری از باقی‌ماندن توده بتنی در کف کامیون و کناره‌های آن، کف کامیون باید با آب شسته شود. در صورتی که توده بتنی در کف کامیون باقی بماند، این توده، سفت شده و در نوبت بعد احتمال دارد به همراه بتن در حال تخلیه از کف کامیون کنده شده و به محل ریختن بتن وارد می‌شود.

این کامیون‌ها ممکن است شامل محفظه تخلیه کننده یا تریلر دارای جریان تخلیه باشند. نوع دارای محفظه تخلیه کننده ممکن است در حین تخلیه، محفظه تغذیه‌کننده دستگاه اجرای روسازی را بیش از اندازه پر کند و در اجرای روسازی مشکل ایجاد نماید. در مقابل آن کامیون دارای جریان تخلیه، مصالح را به‌صورت یکنواخت وارد محفظه تغذیه کننده کرده و تداوم جریان یکنواخت مصالح را بهتر تأمین می‌کند. شکل (۱۱-۳) نمونه‌ای از کامیون حمل بتن به همراه محفظه تخلیه را نشان می‌دهد. شکل (۱۲-۳) نمونه‌ای از کامیون حمل بتن مجهز به جریان تخلیه را نشان می‌دهد.

119- Dump trucks-nonagitaor trucks
120- Agitator trucks
121- Ttruck mixer-ready mix trucks

شکل ۳-۱۱- نمونه‌ای از کامیون حمل بتن به همراه محفظه تخلیه

شکل ۳-۱۲- نمونه‌ای از کامیون حمل بتن مجهز به جریان تخلیه

۳-۳-۱۰-۳-۲- کامیون‌های همزن

زمان حمل بتن به محل اجرا نباید از ۴۵ دقیقه بیشتر شود مگر آنکه کامیون‌ها دارای سیستم همزن باشند که این کامیون‌ها دارای تیغه‌های همزن در محفظه کامیون هستند. این تیغه‌ها به‌صورت پیوسته در حین حرکت کامیون می‌چرخند و مخلوط بتن را بهم می‌زنند. دلیل به هم زدن مخلوط بتن آن است که زمان گیرش بتن در حین حمل آن از محل تولید تا محل اجرای روسازی بتنی افزایش پیدا کند. اگر تیغه‌ها چرخش نداشته باشند، این نوع کامیون از لحاظ حمل بتن با کامیون تخلیه کننده تفاوتی نداشته. شکل (۱۳-۳) نمونه‌ای از این کامیون‌ها را به همراه تیغه‌های متحرک

داخل محفظه حمل بتن نشان می‌دهد. کامیون‌های همزن امکان مخلوط کردن آب اضافه با مخلوط بتن را ندارند و تنها مخلوط آماده را به محل حمل می‌کنند.

شکل ۳-۱۳- نمونه‌ای از کامیون همزن

معمولاً در عملیات اجرای روسازی بتنی در کنار کامیون‌های فاقد همزن از کامیون‌های کوچک دارای همزن، برای به‌کارگیری در عملیات اجرای دستی (به‌دلیل قابلیت نگهداری طولانی‌تر مصالح بتنی در این کامیون‌ها) استفاده می‌شود همچنین در روسازی بتن غلتکی استفاده از کامیون‌های دارای همزن لزومی ندارد.

۳-۳-۱۰-۳-۳- کامیون‌های مخلوط‌کن

از این نوع کامیون‌ها می‌توان برای جابجایی مخلوط خشک (پیمانه خشک) یا بتن از یک مرکز اختلاط بتن استفاده کرد. این نوع کامیون‌ها معمولاً هنگامی که حجم اجرای روسازی بتنی کم است استفاده می‌شود. شکل (۳-۱۴) نمونه‌ای از این نوع کامیون‌ها را نشان می‌دهد.

در روسازی‌های دارای حجم اجرایی زیاد از این کامیون‌ها بیشتر به‌عنوان حمل کننده مخلوط بتنی از محل تولید تا مصرف استفاده می‌شود. هنگام استفاده از کامیون‌های مخلوط‌کن، نکاتی که در بخش اختلاط بتن راجع به اختلاط بتن با کامیون‌های مخلوط‌کن گفته شد، مورد توجه قرار گیرد.

شکل ۳-۱۴- نمونه‌ای از کامیون‌های مخلوط‌کن در حال تخلیه بتن در محل رویه بتنی

۳-۳-۱۰-۴- تجهیزات جای‌گذاری میلگرد و بتن‌ریزی

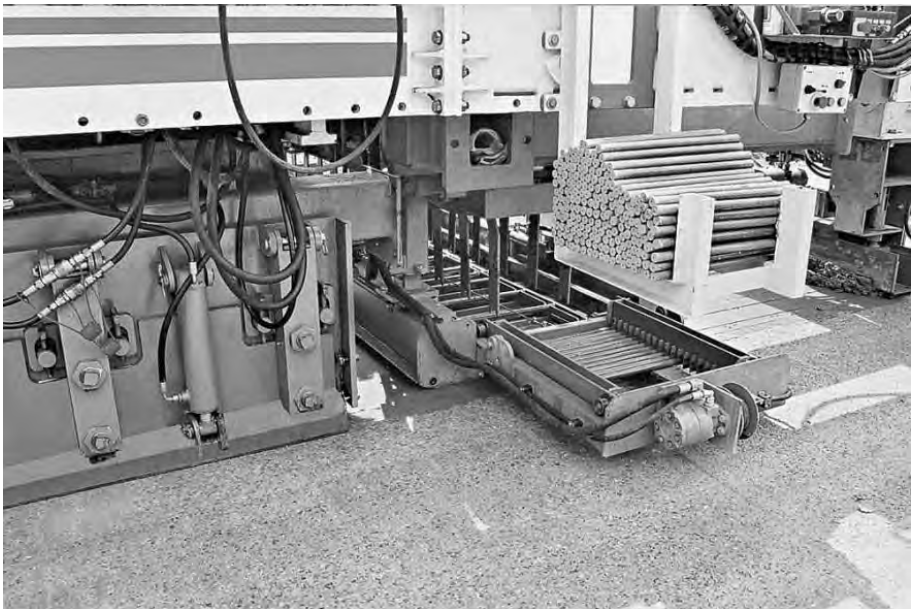
۳-۳-۱۰-۴-۱- تجهیزات جای‌گذاری میلگردها

جای‌گذاری میلگردها در روسازی‌های بتنی به دو صورت دستی و مکانیزه انجام می‌شود. در روش دستی، میلگردها به وسیله نیروی انسانی قبل از عملیات بتن‌ریزی و در فواصل تعیین شده در محل مقرر قرار داده می‌شوند. روش دستی میلگردگذاری کندتر از روش مکانیزه بوده و نیازمند استفاده از نیروی انسانی بیشتری است؛ اما کنترل و جای‌گذاری دقیق میلگردها در این حالت بهتر انجام می‌شود. در روش مکانیزه، میلگردها توسط تجهیزات خودکار جای‌گذاری که به تجهیزات اجرای روسازی بتنی متصل هستند، جای‌گذاری می‌شوند.

برای جای‌گذاری دستی میلگردهای انتقال بار (داول بارها) و میلگردهای دوخت (تای بارها)، از سبدهای آماده شده که در محل از پیش‌تعیین شده (محل و ارتفاع معین) قرار داده شده‌اند، استفاده می‌شود.

در روش مکانیزه، میلگردها توسط تجهیزات خودکار که بخشی از تجهیزات اجرای روسازی بتنی هستند در رویه بتنی جای‌گذاری می‌شوند (شکل‌های ۳-۱۵ تا ۳-۱۸). تجهیزات جای‌گذاری میلگردهای انتقال بار و میلگردهای دوخت، این میلگردها را بدون نیاز به سبد نگهدارنده، به درون بتن تازه ریخته شده، فشار داده و آن‌ها را در محل مناسب قرار می‌دهند. گذشته از اینکه از سبد نگهدارنده استفاده شود یا از روش میلگردگذاری خودکار، محل قرارگیری میلگردها باید به دقت مشخص شود تا در زمان برش درزها مشکلی ایجاد نشود.

شکل ۳-۱۵- نمونه‌ای از تجهیزات اجرای رویه بتنی مجهز به سیستم مکانیزه جای‌گذاری میلگرد انتقال بار و میلگرد دوخت



شکل ۳-۱۶- نمونه‌ای از تجهیزات خودکار جای‌گذاری میلگرد انتقال بار

شکل ۳-۱۷- نمونه‌ای از تجهیزات جای‌گذاری میلگرد دوخت

شکل ۳-۱۸- جای‌گذاری خودکار میلگردهای دوخت در هنگام بتن‌ریزی هم‌زمان دو خط مجاور

در اجرای مکانیزه روسازی بتنی پیوسته، تجهیزات دارای تغذیه کننده لوله‌ای، عمل جای‌گذاری میلگردهای طـولی را به‌صورت خودکار انجام می‌دهند (شکل ۳-۱۹). در صورت عدم استفاده از تجهیزات خودکار، میلگردهای طولی به‌صـورت دستی آماده‌سازی و توسط مفتول در فواصل معین نصب و ثابت می‌شوند.

شکل ۳-۱۹- نمونه‌ای از تجهیزات خودکار جای‌گذاری میلگرد طولی در روسازی بتنی مسلح پیوسته

۳-۳-۱۰-۴-۲- تجهیزات پخش و اجرای بتن

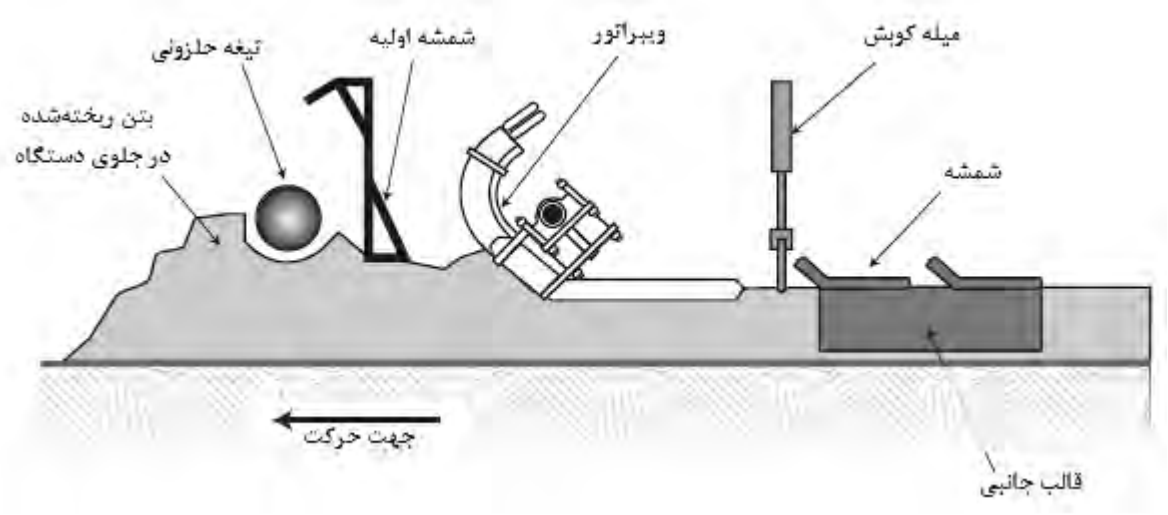
به‌طور کلی دو روش برای اجرای رویه‌های بتنی وجود دارد: که عبارتند از: ۱) اجرای رویه بتنی به روش قالب لغزنده[۱۲۲]؛ ۲) اجرای رویه بتنی به روش قالب ثابت[۱۲۳].

۳-۳-۱۰-۴-۲-۱- تجهیزات اجرای رویه بتنی با قالب لغزنده

تجهیزات اجرای روسازی بتنی با قالب لغزنده مجموعه ابزاری است که با لغزیدن یا کشیده شدن پیوسته روی سطح و اطراف بتن موجب شکل‌دهی توده شکل‌پذیر بتن به‌صورت خودکار می‌شود.

اجرای روسازی بتنی با قالب لغزنده را می‌توان در اغلب پروژه‌ها به کار برد. این روش، روش معمول برای ساخت رویه بتنی راه‌ها است. در تجهیزات اجرای روسازی با قالب لغزنده از بتن با اسلامپ کم (مثلاً ۳۰ میلی‌متر) استفاده می‌شود و محصول نهایی دارای کیفیت و یکنواختی مطلوب است. این تجهیزات به نحوی طراحی می‌شوند که قابلیت اجرای روسازی بتنی را با سرعت ۱ تا ۲/۵ متر بر دقیقه (۶۰ تا ۱۵۰ متر در ساعت) داشته باشند. در صورتی که حمل بتن اجازه سرعت ثابت را در اجرای روسازی ندهد، سرعت اجرای روسازی به همان نسبت کاهش می‌یابد و برعکس. شکل (۲۰-۳) اجزای اصلی ماشین اجرای رویه بتنی به روش قالب لغزنده و شکل (۲۱-۳) نیز نمونه‌ای واقعی از این مجموعه تجهیزات را نشان می‌دهند. در برخی از موارد این تجهیزات علاوه بر شکل‌دهی بتن، دارای تجهیزات اضافه‌ای هستند که عمل میلگردگذاری را نیز انجام می‌دهند.

122- Slipform paving
123- Fixed form Paving



شکل ۳-۲۰- اجزای اصلی ماشین اجرای روسازی به روش قالب لغزنده

شکل ۳-۲۱- مجموعه تجهیزات اجرای روسازی به روش قالب لغزنده

مطابق شکل (۲۰-۳) بخش‌های اصلی تجهیزات مربوط به اجرای رویه بتنی به روش قالب لغزنده عبارتند از: ۱) تیغه‌های حلزونی[۱۲۴]؛ ۲) شمشه اولیه[۱۲۵]؛ ۳) ویبراتور[۱۲۶]؛ ۴) میله کوبش[۱۲۷] (در صورت وجود)؛ ۵) شمشه[۱۲۸]؛ ۶) قالب کناری[۱۲۹].

124- Auger
125- Strike off Plate
126- Vibrators
127- Tamper
128- Profile pan
129- Side form

تیغه‌های حلزونی بتن را به هم زده و در عرض روسازی و جلوی شمشه اولیه پخش می‌کنند. در واقع این ابزار به یکنواختی بیشتر بتن کمک کرده و کیفیت ساخت را افزایش می‌دهد. این ابزار سبب می‌شود بخش‌های مختلف جلوی دستگاه دچار کمبود مصالح نشود و اجرای روسازی دچار اختلال نگردد. شمشه اولیه، بتن‌های اضافی را که توسط تیغه‌های حلزونی پخش شده است را به جلو می‌راند و بدین ترتیب تقریباً بتن لازم برای ضخامت از پیش تعیین شده دال بتنی را فراهم می‌کند. بخش بعدی دستگاه، ویبراتورها هستند که تراکم بتن را انجام می‌دهند. ویبره بیش از حد مصالح ممکن است باعث جدا شدن سنگ‌دانه[۱۳۰] از خمیر بتن شود و ویبره کم نیز هوای محبوس شده در مخلوط بتن را به خوبی خارج نکرده و مقاومت و دوام بتن را کاهش می‌دهد. به‌طور کلی برای ویبره کردن بتن روسازی از ویبراتورهای با نوسان ۷۰۰۰ تا ۹۰۰۰ در دقیقه استفاده می‌شود. فاصله افقی ویبراتورها باید به نحوی باشد تا ناحیه تأثیر ویبراتورهای مجاور ۵۰ تا ۷۵ میلی‌متر هم‌پوشانی داشته باشد.

میله کوبش (در صورت وجود) با اعمال ۰ تا ۱۵۰ ضربه در دقیقه، سنگ‌دانه درشت را به قسمت‌های پایینی رویه بتنی فرو می‌برد. استفاده از میله کوبش می‌تواند به زیاد شدن ملات بتن در سطح بتن و بروز خرابی پوسته شدن[۱۳۱] (ترک‌خوردگی سطحی) منجر شود؛ به همین دلیل معمولاً در صورتی که طرح مخلوط بتن به نحو صحیحی انجام شده باشد، استفاده از میله کوبش ضرورت ندارد؛ با این وجود چنانچه بتن مورد استفاده دارای اسلامپ کم باشد، استفاده از میله کوبش می‌تواند به پرداخت سطح بتن کمک کند. در پایان تیغه صاف‌کننده (شمشه) بتن موجود را در ارتفاع از پیش‌تعیین شده، تراز و صاف می‌کند و بدین ترتیب پرداخت اولیه رویه بتنی انجام می‌شود.

برخی از ویژگی‌های معمول تجهیزات اجرای رویه بتنی به روش قالب لغزنده عبارتند از:

۱) این تجهیزات به‌صورت خودکششی روی ۲ یا ۴ چرخ زنجیری حرکت می‌کنند؛

۲) معمولاً دارای وزنی حدود ۳۰۰۰ کیلوگرم بر متر در امتداد خط مسیر روسازی هستند؛

۳) عرض معمول این تجهیزات حدود ۸ تا ۱۱ متر است؛ با این وجود برخی از این تجهیزات می‌توانند روسازی‌هایی به عرض ۱۴ تا ۱۵ متر را نیز اجرا کنند؛

۴) برای تراکم مخلوط بتن، مجهز به یک ردیف ویبراتور هیدرولیکی با قابلت تنظیم سرعت هستند؛

۵) می‌توانند بتن را در جلوی شمشه تراز حمل کنند؛

۶) مجهز به تیغه‌های حلزونی یا تجهیزات مشابه هستند که با تیغه‌های خود بتن را در جلوی شمشه تراز به‌صورت یکنواخت پخش می‌کنند؛

۷) مجهز به تجهیزات پرداخت بتن هستند.

130- Segregation
131- Scaling/Crazing

به‌منظور فراهم شدن تکیه‌گاه مناسب برای تجهیزات اجرای رویه بتنی، لایه زیراساس حدود ۱ متر از کنار لبه خارجی روسازی امتداد پیدا می‌کند. این مسیر[۱۳۲] باید به اندازه کافی با دوام باشد؛ به‌طوری که امکان تردد آسان برای ماشین-آلات اجرای رویه بتنی از جمله ماشین‌آلات ایجاد بافت سطحی و عمل آوری بتن فراهم شود (شکل ۳-۲۲). با توجه وزن زیاد ماشین‌آلات اجرای رویه بتنی و احتمال آسیب دیدن سیستم‌های زهکشی تعبیه شده در لبه روسازی یا زیر مسیر عبور تجهیزات اجرای رویه بتنی (زهکشی طولی)، سیستم‌های زهکشی گفته شده بعد از اجرای رویه بتنی اجرا می‌شوند.

شکل ۳-۲۲- مسیر عبور تجهیزات اجرای رویه بتنی

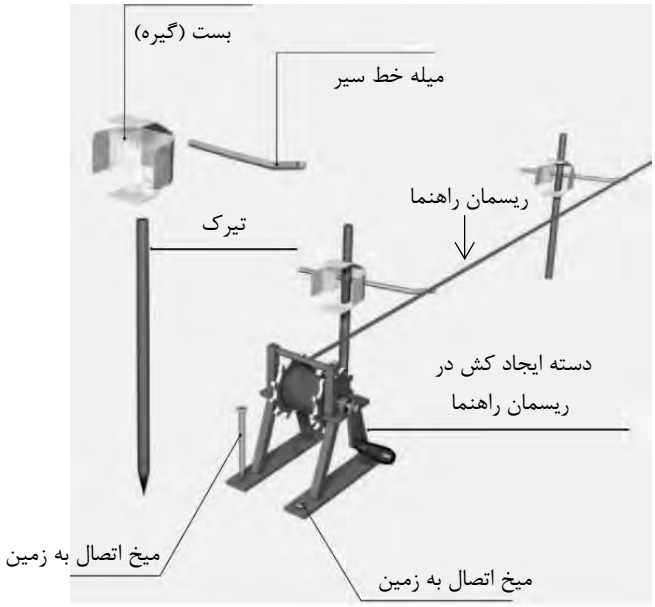
به‌منظور تعیین راستا و تراز سطح نهایی رویه بتنی از ریسمان راهنما[۱۳۳] استفاده می‌شود. راستا و ارتفاع نصب ریسمان راهنما با عملیات نقشه‌برداری مشخص می‌شود. ریسمان راهنما روی سطح تسطیح شده و معمولاً در هر دو طرف دستگاه اجرای روسازی (خارج مسیر عبور چرخ‌های ماشین‌آلات اجرای روسازی) نصب می‌شود. برای تنظیم ارتفاع نهایی رویه بتنی، حسگرهای[۱۳۴] تعبیه شده در ماشین پخش بتن، در راستای ریسمان راهنما حرکت می‌کنند. حسگر کنترل کننده ارتفاع دستگاه اجرای روسازی در زیر این ریسمان قرار می‌گیرد (شکل‌های ۳-۲۳، ۳-۲۴ و ۳-۲۵). شکل (۳-۲۶) اجزای مربوط به عملیات نصب ریسمان راهنما را نشان می‌دهد.

132- Pad line/Track line/Form line
133- Stringlines
134- Sensors

شکل ۳-۲۳- ریسمان راهنما و میله حسگر در دستگاه فینیشر بتن

شکل ۳-۲۴- موقعیت حسگرهای افقی و قائم نسبت به ریسمان راهنما

شکل ۳-۲۵- موقعیت نصب ریسمان راهنما نسبت به لبه‌های روسازی



شکل ۳-۲۶- اجزای مربوط به عملیات نصب ریسمان راهنما

ریسمان‌های راهنما معمولاً از جنس سیم، کابل، نایلون بافته شده[۱۳۵]، پلی اتیلن یا سایر مواد مشابه است. ریسمان راهنما باید به میله‌های چوبی یا فلزی متصل و به اندازه کافی کشیده شود تا شکم‌دادگی احتمالی در آنها حذف گردد. معمولاً فاصله میله‌ها از یکدیگر حداکثر ۸ متر در نظر گرفته می‌شود. این فاصله در قوس‌های افقی و قائم کمتر خواهد بود. با این وجود در شرایط خیلی یکنواخت، می‌توان فواصل گفته شده را حداکثر تا ۱۶ متر در نظر گرفت. قبل از

135- Woven nylon

انجام عملیات اجرای رویه بتنی و به‌منظور اطمینان از جابجا نشدن ریسمان راهنما (در اثر برخورد یا تغییرات دما و رطوبت)، باید کنترل‌های لازم در این ارتباط انجام شود. با توجه به اینکه برخورد ناگهانی کارگران به ریسمان راهنما می‌تواند منجر به آسیب به آنها شود، بهتر است برای رؤیت ریسمان راهنما، در فواصل مختلف روبان‌هایی به ریسمان راهنما بسته شود.

لزوم وجود فاصله کافی بین ماشین‌آلات اجرای روسازی با ملزومات ریسمان راهنما، محدودیت در مانور ماشین‌آلات تخلیه بتن و مواردی از این قبیل، موجب شده است که در برخی از انواع تجهیزات اجرای روسازی، برای تعیین راستا و تراز سطح نهایی رویه بتنی به جای ریسمان راهنما از امکاناتی مانند سیستم تعیین موقعیت ماهواره‌ای[۱۳۶] (GPS)، توتال استیشن[۱۳۷] و سیستم تعیین موقعیت با لیزر[۱۳۸] استفاده شود. به این سیستم اجرای روسازی بتنی، در اصطلاح اجرای روسازی بدون ریسمان راهنما[۱۳۹] گفته می‌شود. استفاده از تکنولوژی گفته شده می‌تواند به افزایش سرعت اجرا، کاهش هزینه‌های عملیات اجرایی و کاهش خطاهای احتمالی کمک کند.

کنترل سطح رویه بتنی اجرا شده در پشت دستگاه فینیشر با استفاده از شمشه ۳ یا ۴ متری از مراحل معمول فرآیند اجرای روسازی بتنی است. در این حالت سطوحی که به‌صورت نامناسب اجرا شده‌اند باید مشخص شده و توسط عملیات دستی با کمک ماله صاف شوند. در برخی موارد که سطح روسازی اجرا شده بیش از حد خشک است یا برای شکل پذیری بهتر، می‌توان از کمی آب اضافه به‌صورت اسپری (اسپری‌های دستی بهتر از اسپری‌های دستگاه فینیشر قابل کنترل هستند) بر روی سطح روسازی بتنی تازه استفاده کرد.

۳-۳-۱۰-۴-۲-۲- تجهیزات اجرای رویه بتنی با قالب ثابت

در عملیات اجرای روسازی بتنی با تجهیزات قالب ثابت به‌منظور نگهداشتن بتن در محل خود از قالب‌هایی که به لایه زیراساس یا بستر میخکوب شده‌اند استفاده می‌شود. لبه بالایی قالب، شیب و امتداد روسازی بتنی را مشخص می‌کند و می‌تواند مسیری برای عبور چرخ تجهیزات اجرای روسازی فراهم آورد. از این روش برای اجرای رویه بتنی در خیابان‌ها، راه‌های محلی، فرودگاه‌ها، روسازی‌های با هندسه پیچیده، دارای طول کم یا عرض متغیر استفاده می‌شود. شکل (۲۷-۳) نمایی از وضعیت میلگردهای انتقال بار و میلگردهای دوخت در این روش از اجرای رویه بتنی را نشان می‌دهد.

136 - Global Positioning Systems(GPS)

۱۳۷ - توتال استیشن‌ها (Total station)، دستگاه‌های پیشرفته‌ای از تلفیق طولیاب با تئودولیت هستند که با قابلیت نمایش آنی مختصات نقاط، بسیاری از مشکلات روش‌های قدیمی طول و زاویه را رفع کرده‌اند.

138- Laser positioning

139- Stringless concrete paving

شکل ۳-۲۷- وضعیت میلگردهای انتقال بار و میلگردهای دوخت در یک نمونه از اجرای رویه بتنی به روش قالب ثابت

مزایای اجرای رویه بتنی به روش قالب ثابت عبارتند از:

۱) سهولت تغییر عرض در روسازی بتنی؛

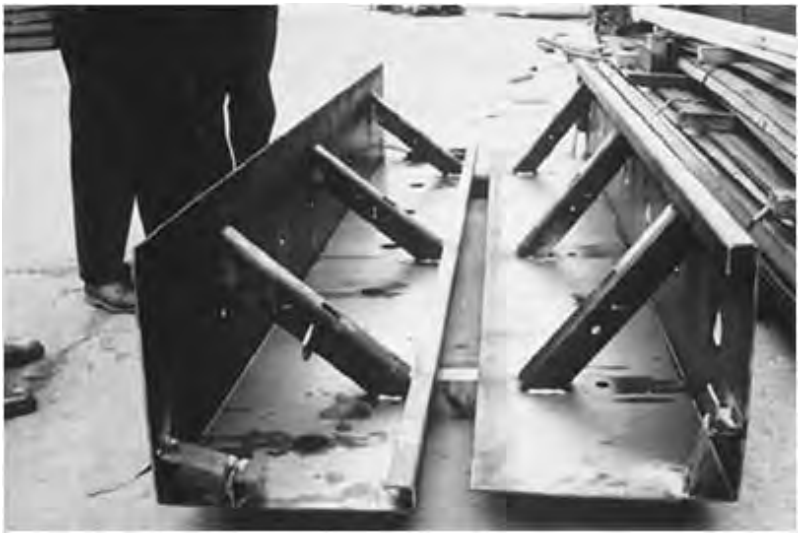
۲) قابلیت اجرای روسازی بتنی در شرایط سخت ترافیکی (به‌عنوان مثال در محل تقاطعات با اینکه در تعدادی از مسیرها ترافیک برقرار است، می‌توان رویه بتنی را اجرا کرد)؛

۳) حفظ کیفیت اجرا، هنگامی که پخش بتن متغیر است؛

۴) امکان اجرای روسازی با تجهیزات کوچک و کم هزینه.

یکی از محدودیت‌های مهم استفاده از تجهیزات اجرای روسازی با قالب ثابت در مقایسه با تجهیزات مجهز به قالب لغزنده، سرعت کم اجرای روسازی در این روش است. البته این نکته را نیز نباید فراموش کرد که تمام پروژه‌ها دارای شرایط ایده‌آل برای اجرای رویه بتنی به روش قالب لغزنده نیستند.

قالب‌های مورد استفاده برای عملیات اجرای رویه بتنی به روش قالب ثابت معمولاً از جنس فولاد و دارای ارتفاعی برابر ضخامت دال بتنی هستند. به‌منظور ایجاد پایداری و همچنین ایجاد ریل و تکیه‌گاهی برای تجهیزات اجرای روسازی، قالب‌ها دارای پایه‌ای مسطح و عریض هستند. سوراخ‌های تعبیه شده در قالب‌ها برای اتصال محکم قالب به لایه زیراساس یا بستر است (شکل‌های ۳-۲۸ و ۳-۲۹).



شکل ۳-۲۸- قالب‌های فلزی برای اجرای روسازی با قالب ثابت

شکل ۳-۲۹- مهار قالب به لایه زیراساس

تعدادی از مشخصات قالب‌های مورد استفاده در عملیات اجرای روسازی به روش قالب ثابت عبارتند از:

- قالب‌ها باید فلزی، معمولاً دارای طول ۳ متر و ضخامت حداقل ۵ میلی‌متر باشند؛
- ارتفاع قالب برابر ضخامت رویه بتنی است؛
- عرض کف قالب با ارتفاع قالب برابر است؛
- برای اجرای قوس‌های تا شعاع ۳۰ متر از قالب‌های خمیده یا انعطاف پذیر استفاده می‌شود؛
- مهارهای بال قالب باید به اندازه دو سوم ارتفاع قالب در لایه زیراساس فرو روند؛
- وجوه فوقانی قالب در راستای قائم نباید در طول ۳ متر بیش از ۳ میلی‌متر از حالت تراز انحراف داشته باشد. همچنین وجوه قالب در راستای افق نباید در طول ۳ متر بیش از ۶ میلی‌متر از حالت تراز اختلاف داشته باشد؛
- برای استقرار مناسب قالب، در هر مقطع سه متری از سه میخ استفاده می‌شود. همچنین باید از حرکت و لق‌زدن قالب جلوگیری شود؛
- قبل از ریختن و پخش بتن باید قالب‌ها تمیز و روغن اندود شوند.

نصب قالب‌ها در محل مناسب قبل از اجرای روسازی، بتنی یکی از مراحل مهم در روش اجرای روسازی بتنی با قالب ثابت محسوب می‌شود. قالب‌ها باید به درستی بر روی خط تعیین شده قرار گیرند و لایه‌ای از روسازی که قالب‌ها روی آن قرار می‌گیرند باید دارای استحکام و پایداری مناسبی باشد. هموار بودن سطح نهایی روسازی اجرا شده در این حالت به نحوه قرارگیری قالب‌ها وابسته است؛ زیرا تجهیزات پرداخت سطح روسازی روی این قالب‌ها حرکت می‌کنند و بر اساس قرارگیری آنها، سطح روسازی را پرداخت می‌کنند. پین‌های نگهدارنده قالب‌ها باید به‌خوبی در محل خود قرار داده شده و محکم شوند تا بتوانند فشار بتن پشت قالب‌ها را تحمل کنند.

هنگام استفاده از روش قالب ثابت قسمتی از عملیات اجرای روسازی بتنی توسط نیروی انسانی و به‌صورت دستی انجام می‌شود. در عملیات دستی اجرای روسازی بتنی با قالب ثابت باید به چند نکته زیر توجه شود:

- عملیات ریختن و پخش بتن باید به‌نحوی انجام شود که یکنواختی بتن تأمین گردد. حرکت دادن بتن باید با استفاده از بیل[۱۴۰] و بدون پرتاب کردن بتن انجام شود. از جابجا کردن بتن با استفاده از چنگک و دستگاه ویبره باید اجتناب گردد؛

- باید اطمینان حاصل شود که عملیات ویبره به اندازه کافی در توده بتن انجام می‌شود؛

- اطمینان حاصل شود که شمشه لرزان توسط کارگران به‌سمت جلو و روی قالب‌ها حرکت داده می‌شود. در صورت لزوم به استفاده از شمشه دستی برای صاف کردن سطح، این کار باید با قدرت انجام شود؛

- ماله‌کشی سطح معمولاً باید توسط دو نفر انجام شود؛

- در صورت نیاز به عبور چند بار شمشه، باید عبورهای متوالی با یکدیگر همپوشانی داشته باشند؛

- مناطق ناهمواریِ کوچک معمولاً پس از انجام ویبره دستی، با ماله کادمیومی و شمشه پرداخت شوند.

بسته به شرایط محیطی و نوع سیمان مصرفی، قالب‌ها حداقل به مدت ۸ تا ۲۴ ساعت باید در جای خود نگه‌داشته شوند و پس از آن با دقت باز شوند. در صورت بروز آسیب یا وجود نواحی به‌شکل لانه زنبوری در لبه‌های روسازی، این مناطق با استفاده از ملات تازه تعمیر می‌شوند. پس از بازکردن قالب‌ها، عمل‌آوری بتن واقع در کناره‌ها انجام می‌شود.

از تردد تجهیزات مکانیکی به‌جز تجهیزات مربوط به برش درز، تا هنگامی که رویه بتنی به مقاومت ۱۴ روزه خود نرسیده است باید جلوگیری شود.

۳-۳-۱۰-۵- تجهیزات پرداخت[۱۴۱] روسازی بتنی

به‌منظور بستن منافذ ایجاد شده در سطح بتن و ایجاد سطحی یکنواخت، صاف و هموار، پرداخت بتن انجام می‌شود. عملیات پرداخت روی بتنی که حالت خمیری دارد انجام می‌شود. برای این منظور از ماله‌کشی[۱۴۲] یا شمشه‌کشی[۱۴۳]

140- Shovels
141- Finishing
142- Floating
143- Straight edging

استفاده می‌شود. از ماله هنگامی استفاده می‌شود که پرداخت بتن با ماشین پرداخت[۱۴۴] انجام شود. شکل (۳۰-۳) یک نمونه از ماله لوله‌ای[۱۴۵] را نشان می‌دهد. ماله لوله‌ای که حالت معلق دارد با استفاه از زنجیرهایی که به آن متصل است روی سطح بتن جلو و عقب کشیده می‌شود. ماله‌های لوله‌ای در زاویه ۶۰ درجه نسبت به محور روسازی قرار می‌گیرند. انتهای جلویی ماله لوله‌ای می‌تواند در داخل یا خارج سطح روسازی باشد. هنگامی که بتن در عرض زیاد پخش می‌شود، برای پرداخت آن بیش از یک ماله لوله‌ای نیاز است. در ماشین دارای ماله لوله‌ای، به‌منظور ایجاد لایه بسیار نازکی از آب (مه) روی سطح بتنی که دقیقاً در جلوی لوله قرار گرفته است، از یک افشانه استفاده می‌شود. باید توجه شود که ماله لوله‌ای دوران نمی‌کند بلکه در اثر وزن خود، سطح رویه بتنی را صاف می‌کند. همچنین این نوع ماله معمولاً روی ماشین جداگانه‌ای نصب می‌شود و به ماشین پخش بتن متصل نیست.

ماله طولی[۱۴۶] (ماله نوسانی[۱۴۷]) که ماله خودکار نیز نامیده می‌شود، به‌صورت متصل به ماشین پخش بتن یا روی ماشین مستقل سوار می‌شود و می‌تواند دارای پهنای ۳۰ سانتی‌متر و طول ۳ تا ۴ متر باشد. ماله طولی (نوسانی) به‌صورت موازی یا تقریباً موازی با محور دال بتنی قرار می‌گیرد و از یک طرف روسازی به طرف دیگر نوسان (حرکت) می‌کند. نمونه‌ای از این نوع ماله در شکل (۳۱-۳) نشان داده شده است.

شکل ۳-۳۰- ماله‌های لوله‌ای

144- Finishing machine
145- Tube Float
146- Longitudinal float
147- Oscillating screed float

شکل ۳-۳۱- ماله طولی (نوسانی) که در ادامه تجهیزات اجرای رویه بتنی به روش قالب لغزنده قرار گرفته است

نوعی دیگر از ماله که برای پرداخت رویه بتنی استفاده می‌شود، ماله V شکل[۱۴۸] است (شکل ۳-۳۲). با توجه به این که این ماله سنگین‌تر از ماله لوله‌ای و ماله نوسانی است، در نتیجه با حرکت روی سطح بتن تازه، می‌تواند ناهمواری‌های بیشتری را برطرف نماید. هنگام استفاده از این نوع ماله باید دقت شود در مکان‌هایی که شیب عرضی وجود دارد، ماله به یک سمت منحرف نشود.

شکل ۳-۳۲- یک نوع ماله V شکل

148- “V” shaped float

بلافاصله بعد از عبور دستگاه پخش بتن، به‌منظور رفع سطوح ناهموار معمولاً از شمشه دستی استفاه می‌شود. طول دسته این ابزار معمولاً یک متر بیشتر از نصف عرض روسازی اجرا شده است. هنگام به جلو راندن شمشه، دسته آن پایین و هنگام کشیدن آن، دسته بالا قرار می‌گیرد (شکل‌های ۳-۳۳ و ۳-۳۴). شمشه دستی که برای صاف کردن سطح بتن استفاده می‌شود باید دارای طول حداقل ۴ متر و ۱۵۰ میلی‌متر پهنا باشد. همچنین باید به اندازه کافی صلب باشد تا در فرآیند شمشه‌کشی خمیده نشود یا تاب برندارد. حرکت شمشه باید در جهت عرضی باشد. حرکت شمشه باید به آرامی و از یک سمت روسازی به طرف دیگر انجام شود. هنگامی که ماله به موازات محور راه حرکت داده می‌شود، گام بعد با گام قبلی نباید کمتر از نصف طول شمشه همپوشانی داشته باشد. با هر بار عبور شمشه، آب اضافه یا شیره بتن[۱۴۹] موجود، به طرفین قالب هدایت می‌شود. در هنگام عملیات پرداخت نباید به بتن، آب اضافه شود. باید توجه داشت که استفاده بیش ازحد از شمشه دستی در یک نقطه، می‌تواند به ناهمواری آن سطح منجر شود. استفاده از ابزار مذکور محدود به نواحی کوچک است و از صاف کردن کل سطح رویه بتنی با این ابزار باید خودداری گردد. همچنین برای برطرف کردن ناهمواری‌های کوچک در محدوده لبه دال بتنی، از ماله دستی استفاده می‌شود (شکل ۳-۳۵).

شکل ۳-۳۳- شمشه دستی-هنگام کشیدن شمشه، دسته آن بالا قرار می‌گیرد.

149- Laitance

شکل ۳-۳۴- شمشه دستی - هنگام به جلو راندن شمشه، دسته آن پایین قرار می‌گیرد.

شکل ۳-۳۵- استفاده از ماله دستی برای رفع عیب در نزدیکی لبه دال بتنی

شکل‌های (۳-۳۶) و (۳-۳۷) نمونه دیگری از شمشه (ماله) دارای ویبره[۱۵۰] را نشان می‌دهند که در اجرای روسازی به روش قالب ثابت از آن استفاده می‌شود. این نوع شمشه با استفاده از کابل‌هایی که به دو انتهای آن وصل شده است به روی سطح بتن کشیده می‌شود. عرض شمشه باید به اندازه‌ای باشد تا تمام عرض دال را پوشش دهد.

150- Vibrating screed

شکل ۳-۳۶- شمشه (ماله) ارتعاشی برای پخش و پرداخت بتن- با کمک قالب ثابت

شکل ۳-۳۷- شمشه (ماله) ارتعاشی برای پخش و پرداخت بتن- با کمک رویه بتنی مجاور

شکل (۳۸-۳) نمونه‌ای از تجهیزات دارای ابزار دقیق (سنسور) به‌منظور اطمینان از همواری مطلوب سطح رویه بتنی اجرا شده (در حالت خمیری و قبل از سفت شدن بتن) را نشان می‌دهد. این تجهیزات بدون تماس با رویه بتنی، میزان همواری سطح را به‌صورت گرافیکی روی مانیتور دستگاه نمایش می‌دهند و روی پروفیل همواری سطح، موقعیت‌هایی که دارای ناهمواری هستند مشخص می‌گردد؛ در نتیجه می‌توان در این موقعیت‌ها قبل از اینکه بتن سفت شود، نسبت به رفع عیب اقدام کرد.

شکل ۳-۳۸- نمونه‌ای از تجهیزات دارای ابزار دقیق (سنسور) برای اطمینان از همواری سطح قبل از گیرش نهایی بتن

۳-۳-۱۰-۶- تجهیزات ایجاد بافت روی روسازی بتنی[۱۵۱]

بافت‌هایی که در رویه بتنی ایجاد می‌شوند عبارتند از: بافت ریز[۱۵۲] و بافت درشت[۱۵۳]. تجهیزات ایجاد بافت نیز مانند تجهیزات پرداخت سطح رویه بتنی دارای دو حالت دستی و مکانیزه هستند. برخی از تجهیزات مکانیزه عملیات ایجاد بافت، پاشش مواد عمل‌آورنده بتن را نیز به‌صورت هم‌زمان انجام می‌دهند.

۳-۳-۱۰-۶-۱- تجهیزات بافت ریز

بافت ریز با کشیدن پارچه کنفی[۱۵۴] (گونی) یا چمن مصنوعی[۱۵۵] روی روسازی بتنی ایجاد می‌شود. در اغلب موارد این عملیات به سادگی توسط تیرکی که پارچه بافت‌دار به آن نصب شده و با استفاده از کابل به دنبال دستگاه اجرای روسازی کشیده می‌شود، انجام می‌گردد. کشیدن این وسیله توسط دست توصیه نمی‌شود؛ زیرا باعث ایجاد بافت ناهموار در سطح روسازی می‌شود. در بعضی موارد به‌منظور ایجاد تماس بهتر بافت پارچه با رویه بتنی، لوله‌هایی روی انتهای پارچه قرار می‌گیرد. پارچه مورد استفاده برای این منظور باید تمیز و مرطوب باشد. شکل (۳-۳۹) نمونه‌ای از این تجهیزات را نشان می‌دهد.

151- Texturing
152- Micro Texture
153- Macro Texture
154- Burlap
155- Astroturf

شکل ۳-۳۹- کشیدن گونی روی سطح بتن تازه برای ایجاد بافت ریز

۳-۳-۱۰-۶-۲- تجهیزات بافت درشت

بافت درشت الگوی شیاری شکل عرضی است که در سطح بتن ایجاد می‌شود. ابزار شیارکشی که دارای دندانه‌های سیمی است، می‌تواند مکانیزه یا دستی باشد که البته دقت کار ابزار مکانیزه[۱۵۶] بیشتر است. تجهیزات مکانیزه مانند دستگاه اجرای رویه بتنی، با ریسمان راهنما هدایت می‌شوند. شکل‌های (۳-۴۰) و (۳-۴۱) نمونه‌ای از تجهیزات ایجاد بافت درشت را در دو حالت مکانیزه و دستی نشان می‌دهند.

شکل ۳-۴۰- ایجاد بافت درشت (عرضی) در رویه بتنی به روش مکانیزه

156- Tining machine

شکل ۳-۴۱- ایجاد بافت درشت (عرضی) در رویه بتنی به روش دستی

۳-۳-۱۰-۷- تجهیزات عمل آوری بتن[۱۵۷]

به‌طور کلی تجهیزات عمل‌آوری رویه بتنی دارای مخزن نگاهدارنده مایع عمل‌آوری و نازل برای پاشش مایع عمل‌آوری هستند. این عملیات در برخی از تجهیزات به‌صورت همزمان با عملیات ایجاد بافت روی سطح روسازی انجام می‌شود. در روش اجرای روسازی بتنی با قالب لغزنده، عملیات پاشش ماده عمل‌آوری در کناره‌های روسازی به همراه عملیات پاشش در سطح روسازی انجام می‌شود؛ ولی در روش قالب ثابت، پس از بازکردن قالب‌ها، پاشش ماده عمل‌آوری در کناره‌ها انجام می‌شود. شکل (۴۲-۳) نمونه‌ای از این تجهیزات را نشان می‌دهد.

شکل ۳-۴۲- تجهیزات عمل‌آوری بتن

157- Curing

عملیات پاشش ماده عمل‌آوری می‌تواند به‌صورت دستی نیز انجام شود ولی این روش دقت (یکنواختی) و سرعت عملیات مکانیزه را ندارد. شکل (۴۳-۳) نمونه‌ای از عملیات پاشش ماده عمل‌آوری به‌صورت دستی را نشان می‌دهد.

شکل ۳-۴۳- پاشش ماده عمل‌آوری به‌صورت دستی

هنگام پاشش ماده عمل‌آوری باید از ریختن این ماده روی میلگردهای دوخت جلوگیری شود. برای این کار می‌توان از پوشش‌های پلاستیکی روی میلگردهای دوخت استفاده کرد. در صورتی که ماده عمل‌آوری روی میلگرد دوخت ریخته شود، می‌توان آن را با فرچه سیمی پاک کرد.

۳-۳-۱۰-۸- تجهیزات برش[۱۵۸] درز

به‌طور کلی برش به‌منظور تعبیه درز در دال بتنی روسازی به دو روش مرطوب[۱۵۹] (با استفاده از تیغه‌های الماسی) و روش خشک[۱۶۰] (با استفاده از تیغه‌های سایشی[۱۶۱] یا الماسی) انجام می‌شود که استفاده از روش مرطوب متداول‌تر است. در این روش برای خنک کردن تیغه از آب استفاده می‌شود. آب همچنین به کاهش اثرات نامطلوب گرد و غبار حاصل از عملیات اره کردن کمک می‌کند.

درزهای پهن جهت قراردادن درزگیرها معمولاً با استفاده از روش مرطوب با تیغه الماسی ایجاد می‌شوند. برای این منظور می‌توان از تیغه‌های مخصوص که متناسب با ابعاد درز مورد نظر باشد استفاده کرد یا از چند تیغه در کنار هم برای عملیات برش استفاده نمود.

158- Sawing
159- Wet sawing
160- Dry sawing
161- Abrasive Blades

تیغه‌های سایشی که در فرآیند برش خشک از آنها استفاده می‌شود، معمولاً از الیاف مسلح به کربید سیلیسیم (SiC) ساخته می‌شوند. این نوع تیغه‌ها برای خنک کردن نیاز به آب ندارند و در مقایسه با تیغه‌های الماسی از قابلیت برش کمتری برخوردار هستند. از این نوع تیغه‌ها معمولاً برای برش بتنِ دارای سنگ‌دانه‌های نرم‌تر (مانند سنگ آهک) استفاده می‌شود. با توجه به اینکه هنگام استفاده از تیغه‌های سایشی، قطر تیغه به علت سایش، کاهش پیدا می‌کند، بنابراین، عمق برش در محل درز دال بتنی همواره باید بررسی شود.

اره‌های مورد استفاده برای ایجاد برش در روسازی بتنی معمولاً بر اساس قدرت موتور آنها بر حسب کیلو وات طبقه‌بندی می‌شوند. همچنین اره‌ها را می‌توان از نظر میزان قدرت آنها برای ایجاد برش به عناوین کوچک، متوسط، بزرگ و بسیار بزرگ طبقه‌بندی کرد. اره‌های روسازی ممکن است به‌صورت خود کشش[۱۶۲]، خود کششِ قابل راندن[۱۶۳] و یا هل‌دادنی[۱۶۴] باشند. در بیشتر اره‌ها، جهت چرخش تیغه به‌صورت ساعت‌گرد و برش به سمت پایین و در برخی از اره‌ها پادساعت‌گرد و به سمت بالا است. استفاده از اره‌هایی که تیغه آنها به‌صورت ساعت‌گرد حرکت می‌کند، می‌تواند پدیده شن‌زدگی[۱۶۵] در عملیات برش بتن‌های تازه را حداقل نماید.

اره‌های کوچک دارای قدرت موتور بین ۶ تا ۱۳ کیلو وات هستند و بیشتر برای حالت برش خشک استفاده می‌شوند. اره‌های موجود در این دسته‌بندی می‌توانند خودکشش یا از نوع هل‌دادنی باشند. اره‌های سبک وزن و اره‌های با نفوذ کم (نفوذ این اره‌ها کمی بیش از ۲۵ میلی‌متر است) در این گروه قرار می‌گیرند.

اره‌های متوسط دارای قدرت موتور بین ۱۵ تا ۲۸ کیلو وات هستند. این نوع اره‌ها به‌صورت خودکشش هستند و برای عملیات برش مرطوب به‌کار می‌روند. یکی از مزایای این نوع از اره‌ها، قابلیت مانور آنها است.

اره‌های بزرگ دارای قدرت موتور بین ۵۰ تا ۵۵ کیلو وات هستند. این نوع اره‌ها به‌صورت خودکشش هستند و برای عملیات برش مرطوب به‌کار می‌روند. این اره‌ها معمولاً برای برش درزهای طولی که نیاز به قابلیت مانور کمتری دارند، استفاده می‌شوند.

اره‌های بسیار بزرگ شامل انواع اره قابل راندن[۱۶۶]، دهانه‌ای[۱۶۷] و خط مرکزی[۱۶۸] هستند. قدرت موتور اره‌های قابل راندن بین ۵۰ تا ۵۵ کیلو وات است و برای برش مرطوب استفاده می‌شوند. اره‌های دهانه‌ای دارای قدرت موتور بین ۵۰ تا ۱۵۰ کیلو وات و دارای چند تیغه هستند و برای حالت برش مرطوب استفاده می‌شوند. اره‌های خط مرکزی دارای قدرت موتور بین ۵۰ تا ۶۰ کیلو وات هستند و معمولاً برای ایجاد درزهای طولی به‌کار برده می‌شوند.

سرعت اره در کنترل میزان عمق برش تأثیرگذار است، سرعت اره معمولاً به وسیله مکانیسم پیش برنده اره، کنترل می‌شود.

162- Self-propelled
163- Self-propelled rideable
164- Push type
165- Raveling
166- Rideable saws
167- Span saws
168- Centerline saws

۳-۳-۱۰-۹- تجهیزات درزگیری[۱۶۹]

به‌منظور چسبندگی مناسب ماده درزگیر با سطوح محفظه درز، بلافاصله بعد از عملیات برش درز، مواد باقی‌مانده حاصل از برش یا دیگر مواد زائد موجود در محل درز با استفاده از فشار آب برداشته می‌شود. در صورتی که برش درز با استفاده از روش خشک انجام شده باشد، شستشوی با آب موجب رفع گرد و غبار از روی سطوح محفظه درز می‌شود. هنگام عملیات تمیز کردن با آب باید توجه شود که آسیبی به لبه‌های درز وارد نشود. دستگاه باید بتواند آب را با فشار ۶۰ تا ۷۰ مگاپاسکال و با دبی (بده) ۷۶ تا ۸۳ لیتر در دقیقه، تخلیه کند. در ادامه می‌توان به‌منظور کمک به فرآیند خشک شدن درز و همچنین برداشتن آب باقی‌مانده در محل درز، از دمیدن هوا استفاده کرد. برای به حداقل رساندن آلودگی نواحی مجاور، عملیات دمیدن هوا در یک جهت انجام می‌شود. با توجه به اینکه دمیدن هوا به تنهایی نمی‌تواند منجر به رفع رطوبت در محل درز شود؛ بنابراین باید اجازه داده شود که رطوبت باقی‌مانده به‌صورت طبیعی از بین برود. پس از آن که محل درز به اندازه کافی خشک شد، به‌منظور برداشتن مواد باقی‌مانده و ایجاد بافت یکنواخت در سطوح درز، عملیات ساب‌زدن[۱۷۰] (سندبلاست یا عملیات مشابه) انجام می‌شود. برای این منظور در هر بار عبور فقط یک سطح درز ساب‌زده می‌شود؛ بنابراین ساب زدن هر درز با دو بار عبور انجام خواهد شد. هنگام ساب‌زدن، نازل (افشانه)[۱۷۱] باید در زاویه ۴۵ درجه قرار گیرد تا بدین ترتیب بدون اینکه سطح پایینی درز تحت تأثیر این عملیات قرار گیرد، فقط سطح جانبی درز ساب بخورد. همچنین موقعیت نازل باید در فاصله تقریباً ۲۵ میلی‌متری سطح جانبی درز (سطحی که ماده درزگیر قرار است به آن بچسبد) قرار گیرد. درست قبل از عملیات درزگیری باید با دمیدن هوا، مواد حاصل از عملیات ساب‌زدن یا دیگر موادی که در محل درز قرار گرفته‌اند، خارج شود. مقدار فشار هوا باید بیشتر از ۰/۶مگاپاسکال باشد. برای خشک کردن محل درزها نباید از شعله افکن[۱۷۲] استفاده شود.

قبل از اجرای درزگیر از نوع درجا[۱۷۳] (اجرا شده در محل)، لازم است که میله پشت‌بند در محل درز تعبیه شود. قراردادن میله پشت‌بند در محل درز با استفاده از وسیله‌ای موسوم به همین نام[۱۷۴] انجام می‌شود. نوعی از این وسیله که غلتک فولادی جفت چرخ[۱۷۵] نام دارد در شکل (۴۴-۳) نشان داده شده است. در این ابزار با تعویض چرخ وسط می‌توان میله پشت‌بند را در عمق مشخص قرار داد. برای گرفتن نتیجه بهتر، چرخی که میله پشت‌بند را در اتفاع مشخص شده قرار می‌دهد (چرخ وسط)، دو دفعه روی میله پشت‌بند حرکت داده می‌شود.

169- Sealing
170- Abrasive cleaning
171- Nozzle
172- Heat lance
173- Field molded/ Poured joint sealant
174- Backer rod installer Double-wheeled steel roller
175- Double-wheeled steel roller

شکل ۳-۴۴- ابزار قرار دادن میله پشت‌بند در محل درز

برای اجرای درزگیر گرم معمولاً به این ترتیب عمل می‌شود که مواد درزگیر در درون دیگ‌های مخصوص قرار گرفته و به‌صورت غیرمستقیم توسط روغن با حرارت حدود ۱۸۰ درجه سانتی‌گراد گرم می‌شود. در ادامه نازل خروجی دیگ روی درز تنظیم شده و مواد به آرامی و با سرعت یکنواخت در درون درزها ریخته شده و اجرای آن کنترل می‌شود. از حرارت مستقیم به درزگیر اکیداً باید خودداری گردد؛ زیرا این امر باعث، کربنیزه شدن و غیرقابل استفاده شدن مواد درزگیر می‌شود.

عملیات درزگیرهای پیش‌ساخته با فشاردادن ماده درزگیر در راستای محور قائم و موازی سطوح درز انجام می‌شود. به‌منظور سهولت در نصب درزگیرهای الاستومری پیش‌ساخته و همچنین حفاظت از آنها، سطوح درز و سطوحی از درزگیر که در تماس با محل درز هستند، با مواد روغنی-چسبنده[۱۷۶] آغشته می‌شوند. برای نصب درزگیرهای پیش‌ساخته باید از ابزار یا ماشین‌آلاتی استفاده شود که باعث پیچ و تاب‌خوردن، ایجاد دندانه و شکاف یا هر آسیب دیگر به ماده درزگیر نشود.

۳-۴- اجرای روسازی‌های ترکیبی (آسفالت گرم روی دال بتنی)

نحوه اجرای روسازی ترکیبی (لایه آسفالتی روی دال بتنی) به این ترتیب است که ابتدا باید رویه بتنی بر اساس فرآیندی که در بخش‌های قبلی بیان شد (شامل آماده‌سازی سطح بستر یا زیراساس، میلگردگذاری، بتن‌ریزی، پرداخت، ایجاد بافت، عمل‌آوری، ایجاد درز و درزگیری) اجرا شود. البته هنگام اجرای روسازی‌های ترکیبی می‌توان از ایجاد بافت در لایه بتنی صرف‌نظر کرد؛ با این وجود ایجاد بافت در این لایه می‌تواند پیوستگی مناسبی بین بتن و رویه آسفالتی ایجاد کند.

176- Lubricant-Adhesive

برای ایجاد درزهای عرضی و طولی در لایه بتنی روسازی ترکیبی، ایجاد برش اولیه تا عمق $\frac{1}{3}$ لایه بتنی کفایت می‌کند و برش ثانویه برای تعبیه محفظه ماده درزگیر[۱۷۷] نیاز نیست. در صورتی که مد نظر است روسازی در برابر وقوع ترک‌های انعکاسی با استفاده از لایه‌های جاذب تنش[۱۷۸] یا زمین‌پارچه مقاوم‌سازی شود، این مصالح باید بعد از اجرای اندود سطحی استفاده شوند. برخی از تجارب جهانی نشان می‌دهد چنانچه درزهای ایجاد شده در روسازی بتنی درزگیری شوند، استفاده از زمین‌پارچه ضرورت ندارد. با این وجود، ضرورت و نحوه استفاده از زمین‌پارچه باید بر اساس تجارب داخلی و توصیه شرکت سازنده انجام شود.

در ادامه به‌منظور ایجاد چسبندگی مناسب بین لایه بتنی و رویه آسفالتی از یک لایه اندود سطحی[۱۷۹] استفاده می‌شود. اندود سطحی می‌تواند از انواع قیرهای محلول یا امولسیون قیر (قیرآبه) باشد؛ با این وجود به دلایل محیط زیستی و اقتصادی استفاده از امولسیون قیر توجیه بیشتری دارد. در این ارتباط، استفاده از امولسیون قیر دیرشکن به‌ویژه از نوع کاتیونیک به‌عنوان اندود سطحی عمومیت بیشتری دارد (جدول ۳-۴۱).

جدول ۳-۴۱- قیرهای مصرفی در اندود سطحی

نوع قیر	درجه حرارت پخش (سانتی‌گراد)
قیرآبه‌های آنیونیک	
دیرشکن SS-1 ، SS-1h	۶۰- ۱۰
قیرآبه‌های کاتیونیک	
دیرشکن CSS-1 ، CSS-1h	۶۰- ۱۰

مناسب‌ترین میزان پخش امولسیون قیر برای اندود سطحی، مقدار قیری است که پس از انقضای مدت زمان لازم، آب آن بخار و کاملاً جذب سطح راه شده باشد (جدول ۳-۴۲). مقادیر مندرج در جدول (۴۲-۳) به‌عنوان راهنمایی بوده و مقادیر دقیق قیر، از طریق آزمایش کارگاهی تعیین می‌شود.

جدول ۳-۴۲- مقادیر نمونه‌ای اندود سطحی

نوع سطح	مقدار مصرف (لیتر در متر مربع سطح)		
	باقیمانده	رقیق نشده	رقیق شده با آب (به نسبت ۱ به ۱)
بتنی	۰/۰-۱۸۰/۲۷۰	۰/۰-۳۲۰/۴۵۰	۰/۰-۵۹۰/۹۰۰

برای اندود سطحی، درجه حرارت هوا در سایه وقتی که هوا رو به گرمی می‌رود، بهتر است بیشتر از ۱۰ درجه و زمانی که هوا رو به سردی می‌رود، بیش از ۱۵ درجه سانتیگراد باشد.

177- Sealant reservoir
178- Stress-absorbing membranes
179- Tack coat

قبل از پخش قیر، سطح بتنی را باید از مواد زاید و گرد و غبار با جاروی مکانیکی و هوای فشرده تمیز کرد.

پس از اجرای اندود سطحی، رویه آسفالتی گرم اجرا می‌شود. در صورت تمایل می‌توان متناظر با درزهای عرضی و طولی در لایه بتنی، درزهایی در رویه آسفالتی ایجاد کرد. عمق برش اولیه این درزها برابر $\frac{1}{3}$ ضخامت رویه آسفالتی و عرض محفظه درزگیر برابر ۱۲ میلی‌متر است. در صورتی که از روکش آسفالتی نازک استفاده شده باشد، بهتر است عمق درز، به اندازه ضخامت رویه آسفالتی باشد. چنانچه از شانه‌های بتنی متصل استفاده شده باشد، باید در شانه بتنی نیز درزها امتداد یافته و درزگیری شوند.

۳-۵- اجرای روسازی‌های بتن غلتکی

۳-۵-۱- آماده‌سازی بستر و زیراساس

خصوصیات بستر و لایه زیراساس سنگ‌دانه‌ای یا تثبیت‌شده که در فرآیند اجرای روسازی بتنی غلتکی استفاده می‌شود، مانند خصوصیات و فرآیند آماده‌سازی در روسازی‌های بتنی متداول است.

با توجه به اینکه بیشترین تنش‌های خمشی در زیر رویه بتن غلتکی اتفاق می‌افتد، وجود آب اضافی در لایه زیراساس باعث افزایش نسبت آب به سیمان (w/c) رویه بتن غلتکی و کاهش مقاومت روسازی در آن قسمت می‌شود؛ بنابراین در نواحی که رطوبت زیاد وجود دارد باید برای خشک‌کردن و تراکم دوباره خاک آن قسمت یا برداشتن خاک موجود و جایگزینی آن با مصالح مناسب اقدام گردد. همچنین همواره باید شرایط مناسب زهکشی برای بستر و لایه زیراساس کنترل شود.

هنگام پخش بتن غلتکی باید لایه زیر آن (بستر/ زیراساس)، به‌صورت یکنواخت مرطوب شود تا به این ترتیب از مکیده شدن آب موجود در بتن غلتکی توسط لایه زیرین جلوگیری شود. چنانچه برای ایجاد شرایط گفته شده لازم باشد سطح موجود آب‌پاشی شود، این عملیات باید به نحوی انجام گردد که منجر به ایجاد گِل یا چاله آب در مسیر چرخ‌های کامیون آب‌پاش نشود.

۳-۵-۲- خصوصیات مصالح مورد استفاده برای ساخت بتن غلتکی

۳-۵-۲-۱- سیمان

برای ساخت بتن غلتکی می‌توان از سیمان‌های هیدرولیکی، سیمان‌های آمیخته (مخلوط) یا ترکیبی از سیمان هیدرولیکی و پوزولان استفاده کرد.

استانداردهای مربوط به انواع سیمان در استاندارد ملی ایران در جدول (۴۳-۳) ارائه شده است.

جدول ۳-۴۳- شماره استاندارد مربوط به انواع سیمان در استاندارد ملی ایران

نوع سیمان	شماره استاندارد مطابق استاندارد ملی ایران
پرتلند	۳۸۹
پرتلند پوزولانی	۳۴۳۲
سرباره‌ای	۳۵۱۷
پرتلند آهکی	۴۲۲۰
پرتلند زئولیتی	۱۶۴۸۱

الزامات مربوط به سیمان پرتلند مورد استفاده در تهیه بتن غلتکی مانند بتن معمولی است. همچنین در خصوص سیمان (مواد سیمانی) بتن غلتکی باید به موارد زیر توجه شود:

- معمولاً برای تهیه روسازی بتن غلتکی از سیمان پرتلند نوع ۱ یا ۲ استفاده می‌شود. چنانچه شرایط منطقه‌ای، نوع خاصی از بتن غلتکی را ایجاب نماید (به‌عنوان مثال بتن غلتکی در معرض تأثیر شدید سولفات‌ها باشد)، انتخاب سیمان متناسب با شرایط موجود در محل پروژه انجام می‌گیرد.

- مقدار مواد سیمانی (سیمان به‌علاوه مواد مکمل) مورد نیاز برای تهیه بتن غلتکی روسازی باید بر اساس طرح مخلوط مشخص شود. معمولاً این مقدار بین ۲۴۰ تا ۳۶۰ کیلوگرم به ازای هر متر مکعب مخلوط بتن غلتکی است.

- در صورت استفاده از خاکستر بادی[۱۸۰] (نوع C یا F مطابق استاندارد ASTM C618)، معمولاً حجم آن ۱۵ تا ۲۰ درصد کل مواد سیمانی (سیمان به‌علاوه پوزولان) است. در هیچ حالتی مقدار خاکستر بادی نباید بیش از ۲۵ درصد حجم کل مواد سیمانی باشد.

- سیمان سرباره‌ای[۱۸۱] (ASTM C989/C989M یا استاندارد ملی ایران به شماره ۳۵۱۷) یا دوده سیلیسی[۱۸۲] (میکروسیلیس) (ASTM C1240 یا استاندارد ملی ایران به شماره ۱۳۲۷۸) را نیز می‌توان با در نظر گرفتن مشخصات فنی و اقتصادی پروژه در بتن غلتکی استفاده کرد.

۳-۵-۲-۲- سنگ‌دانه

تهیه بتن غلتکی با کیفیت مطلوب، مستلزم استفاده از سنگ‌دانه مناسب است. به‌طور کلی، می‌توان گفت مشخصات سنگ‌دانه مورد استفاده در تهیه بتن غلتکی همانند بتن معمولی است، ضمن آن‌که در خصوص سنگ‌دانه بتن غلتکی باید به موارد زیر توجه شود:

- درصد سنگ‌دانه‌های ریز در بتن غلتکی بیشتر از بتن معمولی است.

180- Fly ash
181- Slag cement
182- Silica Fume, Condensed Silica Fume, Microsilica

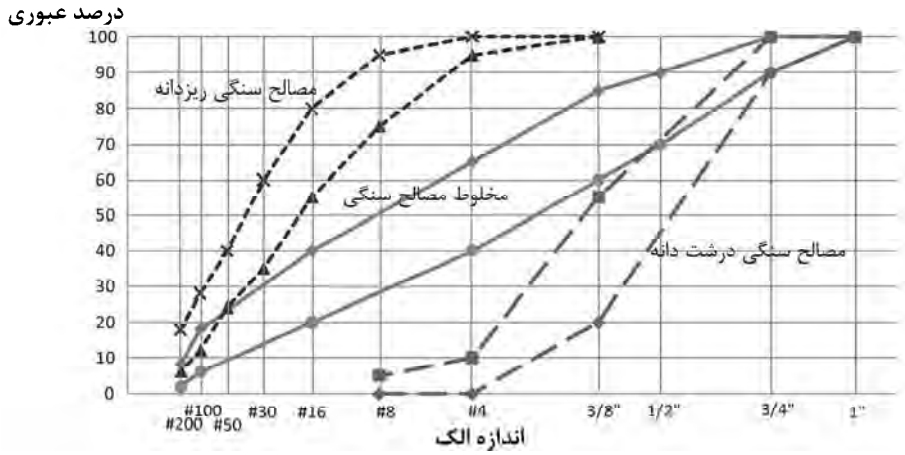
- سنگ‌دانه‌های مصرفی در بتن غلتکی می‌تواند از نوع شکسته، شکسته نشده یا ترکیبی از آنها باشد. سنگ‌دانه شکسته‌شده معمولاً منجر به عملکرد مطلوب‌تر مخلوط‌های بتن غلتکی می‌شوند؛ زیرا قفل و بست سنگ‌دانه شکسته‌شده به کاهش جداشدگی سنگ‌دانه، افزایش مقاومت و تأمین مطلوب‌تر قفل و بست سنگ‌دانه‌ای در محل درزها کمک می‌کند.

- به‌منظور ایجاد سطحی پیوسته و جلوگیری از بروز جداشدگی سنگ‌دانه‌ها، حداکثر اندازه اسمی سنگ‌دانه در بتن غلتکی معمولاً به ۱۹ میلی‌متر محدود می‌شود.

- سنگ‌دانه در بتن غلتکی باید دارای دانه‌بندی از نوع پیوسته باشند. شکل (۴۵-۳) دانه‌بندی سنگ‌دانه ریز، و درشت و مخلوط آنها را نشان می‌دهد. جدول (۴۴-۳) نیز دانه‌بندی مخلوط سنگ‌دانه در بتن غلتکی را نشان می‌دهد.

- سنگ‌دانه ریز عبوری از الک شماره ۲۰۰ (۰/۰۷۵ میلی‌متر) معمولاً بین ۲ تا ۸ درصد است. چنانچه سنگ‌دانه شسته شده باشد، معمولاً تأمین ۲ تا ۸ درصد سنگ‌دانه ریز عبوری از الک شماره ۲۰۰ مشکل است، در این موارد می‌توان از موادی مانند خاکستر بادی استفاده کرد. دامنه خمیری سنگ‌دانه‌های عبوری از الک شماره ۲۰۰، نباید بیشتر از ۴ باشد.

- حد خمیری سنگ‌دانه‌های عبوری از الک شماره ۴۰ (۰/۴۲۵ میلی‌متر) نباید بیشتر از ۴ باشد.



شکل ۳-۴۵- دانه‌بندی سنگ‌دانه بتن غلتکی

(1 in.=25 mm)

جدول ۳-۴۴- دانه‌بندی مخلوط سنگ‌دانه بتن غلتکی

اندازه الک	درصد عبوری
۲۵ میلی‌متر (۱ اینچ)	۱۰۰
۱۹ میلی‌متر ($\frac{۳}{۴}$ اینچ)	۹۰ -۱۰۰
۱۲/۵ میلی‌متر ($\frac{۱}{۲}$ اینچ)	۷۰-۹۰
۹/۵ میلی‌متر ($\frac{۳}{۸}$ اینچ)	۶۰-۸۵
۴/۷۵ میلی‌متر (شماره ۴)	۴۰-۶۵
۱/۱۸ میلی‌متر (شماره ۱۶)	۲۰-۴۰
۰/۱۵ میلی‌متر (شماره ۱۰۰)	۶-۱۸
۰/۰۷۵ میلی‌متر (شماره ۲۰۰)	۲-۸

۳-۵-۲-۳- آب

خصوصیات آب مصرفی برای بتن غلتکی مانند خصوصیات آب مورد استفاده در تهیه بتن معمولی است. مقدار آب مورد نیاز برای تهیه بتن غلتکی، بر اساس طرح مخلوط بتن غلتکی تعیین می‌شود. این مقدار معمولاً بین ۹۰ تا ۱۲۰ کیلوگرم در هر متر مکعب مخلوط بتن غلتکی است. همچنین نسبت آب به مواد سیمانی (سیمان به‌علاوه مواد مکمل) در بتن غلتکی مورد استفاده در روسازی نیز معمولاً بین ۰/۳ تا ۰/۴۵ است.

۳-۵-۲-۴- افزودنی‌های شیمیایی

برای استفاده از مواد افزودنی در بتن غلتکی ضمن توجه به الزامات مربوط به مواد افزودنی در روسازی بتنی معمولی، موارد زیر نیز باید مد نظر قرار گیرد:

- از آنجا که بتن غلتکی نسبت به بتن معمولی خشک‌تر است؛ بنابراین برای اثرگذاری ماده افزودنی معمولاً از مقادیر بیشتری ماده افزودنی استفاده می‌شود.

- با وجود آنکه برای پیشگیری از خرابی ناشی از یخ‌زدگی در بتن، استفاده از مواد هواساز امری متداول است؛ ولی اثر مثبت مواد افزودنی هواساز روی عملکرد بتن غلتکی به‌صورت میدانی، نشان‌داده نشده است؛ ضمن آن‌که روسازی‌های بتن غلتکی فاقد افزودنی‌های هواساز، در شرایط یخ‌بندان و ذوب یخ مقاومت قابل قبولی از خود نشان داده‌اند.

- قبل از استفاده از افزودنی مورد نظر در کل پروژه، لازم است با ساخت قطعه آزمایشی عملکرد ماده افزودنی روی بتن غلتکی بررسی شود.

۳-۵-۳- طرح مخلوط بتن غلتکی

پس از انتخاب مصالح مناسب (سنگ‌دانه، آب، سیمان و در صورت نیاز مواد افزودنی)، باید نسبت اختلاط هر یک از این مواد در مخلوط بتن غلتکی مشخص شود.

تفاوت‌های عمده مخلوط بتن غلتکی روسازی‌ها با مخلوط بتن معمولی عبارتند از:

- در بتن غلتکی معمولاً هوازایی انجام نمی‌شود؛

- بتن غلتکی درصد آب کمتری دارد؛

- بتن غلتکی خمیر سیمان کمتری دارد؛

- در بتن غلتکی برای ایجاد دانه‌بندی پیوسته و همچنین پایداری سنگ‌دانه تحت بار غلتک‌های ارتعاشی، معمولاً درصد سنگ‌دانه ریز بیشتر است؛

- برای به حداقل رساندن جداشدگی سنگ‌دانه‌ها و همچنین ایجاد سطحی نسبتاً هموار در سطح آن، معمولاً حداکثر اندازه اسمی سنگ‌دانه‌ها از ۱۹ میلی‌متر تجاوز نمی‌کند.

روش‌های متداول طرح مخلوط بتن غلتکی عبارتند از: الف) آزمایش تراکم خاک[۱۸۳]؛ ب) آزمایش روانی بتن[۱۸۴]؛ پ) مدل تعلیق جامد[۱۸۵] (مبانی تئوریک)؛ و ت) روش حجم بهینه خمیر[۱۸۶]. به‌طور کلی روش‌های طرح مخلوط بتن غلتکی را می‌توان در دو گروه الف) روش مبتنی بر تراکم خاک[۱۸۷] و ب) روش مبتنی بر محدودیت روانی یا کارآیی[۱۸۸] تقسیم‌بندی کرد.

مستقل از آن‌که چه روشی برای طرح مخلوط بتن غلتکی استفاده شود، مخلوط طراحی شده باید:

الف- به اندازه کافی خمیر داشته باشد تا بتواند سطح سنگ‌دانه را پوشش دهد و فضاهای خالی بین آنها را پر کند؛

ب- دارای مقاومت مکانیکی مناسب باشد؛

پ- دارای کارایی مطلوب باشد، تا امکان رسیدن به چگالی مناسب به آسانی فراهم شود؛

ت- دارای دوام کافی در شرایط آب و هوایی مورد نظر باشد.

با توجه به فراوانی استفاده از روش مبتنی بر تراکم خاک و روش حجم بهینه خمیر در طراحی بتن غلتکی روسازی‌ها، در ادامه جزئیات بیشتری از این روش‌ها ارائه شده است.

۳-۵-۳-۱- طرح مخلوط بتن غلتکی به روش تراکم خاک

روش تراکم خاک متداول‌ترین روش برای طرح مخلوط بتن غلتکی روسازی‌ها است. برای طرح مخلوط بتن غلتکی به این روش، گام‌های شش‌گانه زیر طی می‌شود:

گام ۱- انتخاب دانه‌بندی مصالح‌سنگی

محدوده دانه‌بندی مناسب برای مصالح‌سنگی مورد استفاده در بتن غلتکی در شکل (۴۵-۳) و جدول (۳-۴۴) نشان‌داده شده است.

183- Soil compaction testing
184- Concrete consistency testing
185- Solid suspension model
186- Optimal paste volume method
187- Soil compaction method
188- Consistency or workability approach

گام ۲- انتخاب درصدی از مواد سیمانی

مقدار مواد سیمانی بر اساس مشخصات پروژه، ملاحظات اقتصادی، در دسترس بودن مصالح و ملاحظات مربوط به ساخت بتن غلتکی انتخاب می‌شود. برای استفاده از بتن غلتکی در لایه رویه، انتخاب مقدار سیمان (بدون مواد مکمل) بین ۱۱ تا ۱۳ درصد وزن مصالح (مجموع وزن سیمان و مصالح خشک) برای شروع آزمایش مناسب است. در این روش طرح مخلوط، معمولاً سه درصد متفاوت مواد سیمانی انتخاب می‌شود (مثلاً ۱۰، ۱۲ و ۱۴ درصد مواد سیمانی).

گام ۳- ترسیم منحنی چگالی خشک - رطوبت

به ازای هر درصد مواد سیمانی که در مرحله قبل مشخص شد، مخلوط سنگ‌دانه و مواد سیمانی با درصدهای مختلف رطوبت (معمولاً سه درصد متفاوت)، ساخته شده و منحنی تغییرات چگالی خشک -رطوبت رسم می‌گردد.

برای بیشتر سنگ‌دانه، درصد رطوبت بهینه معمولاً بین ۵ تا ۸ درصد است؛ بنابراین درصد رطوبتی که برای ساخت نمونه‌ها استفاده می‌شود بهتر است بین محدوده گفته‌شده یا بر اساس تجارب قبلی باشد.

به‌منظور تعیین حداکثر چگالی خشک و درصد رطوبت بهینه از روش تراکم پروکتور اصلاح شده (ASTM D1557) استفاده می‌شود. روش دیگر تعیین تغییرات چگالی-رطوبت در بتن غلتکی استفاده از میز ارتعاشی (ASTM C1170/C1170M) است.

گام ۴- ساخت نمونه‌های بتن غلتکی

بر اساس درصد رطوبت بهینه به‌دست آمده به ازای هر درصد سیمان از گام قبل، نمونه‌های بتن غلتکی با استفاده از چکش ارتعاشی (ASTM C1435/C1435M) یا روش میز ارتعاشی (ASTM C1176/C1176M) ساخته می‌شوند.

گام ۵- آزمایش مقاومت روی نمونه‌های بتن غلتکی و تعیین درصد مواد سیمانی مناسب

ابتدا آزمایش مقاومت فشاری روی نمونه‌های ساخته شده در گام قبل، انجام می‌شود و سپس نمودار مقاومت فشاری-درصد مواد سیمانی نمونه‌ها رسم می‌گردد. در این نمودار به ازای مقاومت فشاری متوسط مورد نیاز، درصد مواد سیمانی بهینه مشخص می‌شود.

گام ۶- محاسبه نسبت‌های مخلوط

چنانچه بین درصد مواد سیمانی مورد نیاز (به‌دست آمده از مرحله قبل) و درصد سیمان‌هایی که در ساخت نمونه‌ها استفاده شده است، تفاوت قابل ملاحظه‌ای وجود داشته باشد، لازم است منحنی دیگری که تغییرات چگالی خشک-رطوبت نمونه‌های دارای درصد مواد سیمانی منتخب را داشته باشد، رسم گردد تا به این ترتیب، درصد رطوبت بهینه مشخص شود. در صورتی که درصد مواد سیمانی به‌دست آمده از مرحله قبل با درصد سیمان‌هایی که در ساخت نمونه‌ها استفاده شده است، تفاوت چندانی نداشته باشد، درصد رطوبت بهینه با درون‌یابی مشخص می‌شود.

همچنین در شرایط خاص، معیار دوام می‌تواند عامل تأثیرگذار در انتخاب نسبت آب به سیمان باشد.

پس از انتخاب نهایی درصد مواد سیمانی و درصد رطوبت بهینه، مقدار مصالح مورد نیاز برای مخلوط محاسبه می‌گردد. محاسبات مربوط به وزن و حجم مصالح، باید بر اساس شرایط اشباع با سطح خشک[۱۸۹] (SSD) سنگ‌دانه باشد.

۳-۵-۳-۲- طرح مخلوط بتن غلتکی به روش حجم بهینه خمیر

طرح بتن غلتکی به این روش شامل ۳ گام است:

گام ۱- انتخاب دانه‌بندی مورد نظر برای سنگ‌دانه

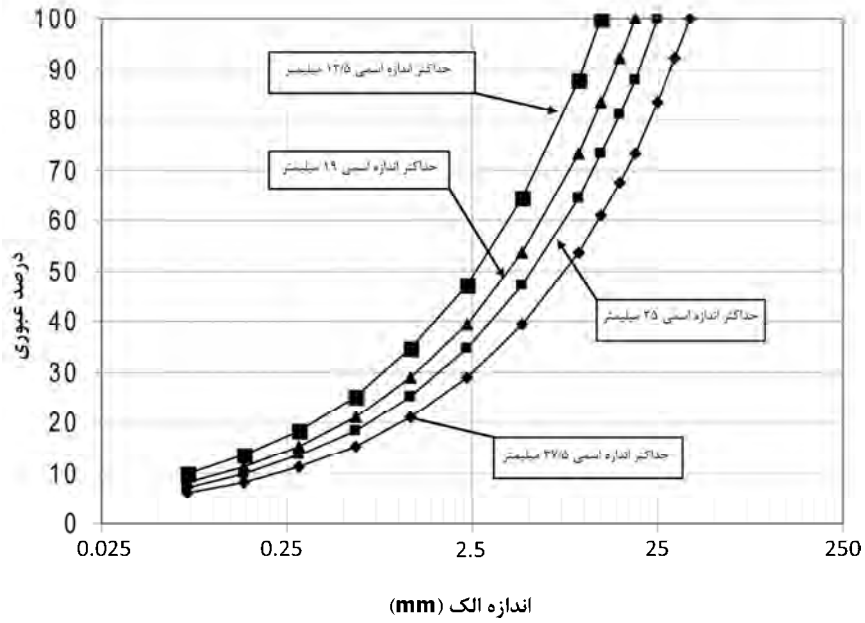
اولین گام در این روش، انتخاب دانه‌بندی سنگ‌دانه با حداقل فضای خالی پس از تراکم است. برای تهیه دانه‌بندی با حداکثر تراکم می‌توان از روش اصلاح شده فولر-تامسون[۱۹۰] استفاده کرد (رابطه ۳-۱۷ یا شکل ۳-۴۶).

$$P_i = \left(\frac{d_i}{D}\right)^{0.45} \times 100 \qquad (۱۷-۳)$$

که در آن، d_i اندازه الک برحسب میلی‌متر، D بزرگ‌ترین اندازه اسمی سنگ‌دانه برحسب میلی‌متر و P_i درصد عبوری از الک به اندازه d_i، است.

همان‌طور که در شکل (۳-۴۶) مشاهده می‌شود، درصد سنگ‌دانه ریز عبوری از الک شماره ۲۰۰ (۰/۰۷۵ میلی‌متر) بین ۵ تا ۱۵ درصد است. این مقدار شامل سنگ‌دانه ریز و مواد سیمانی (پوزولان) است که به‌عنوان فیلر به‌کار برده می‌شود. از آنجا که منحنی‌های فولر-تامسون، دانه‌بندی در شرایط ایده‌آل (ماسه طبیعی و سنگ‌دانه مکعبی شکل) را ارائه می‌دهد، بنابراین، این دانه‌بندی‌ها برای شرایط دیگر به‌صورت تقریبی خواهد بود؛ زیرا حجم فضای خالی پس از تراکم علاوه بر اندازه سنگ‌دانه‌ها به شکل، تیزگوشگی و بافت سطحی سنگ‌دانه‌ها و همچنین روش تراکم بستگی دارد. به‌طور طبیعی سنگ‌دانه گردگوشه و مکعبی شکل دارای ساختار متراکم هستند، در حالی‌که سنگ‌دانه دارای درصد زیاد سنگ‌دانه‌های تیزگوشه و درصد زیاد سنگ‌دانه‌های تخت و دراز منجر به ایجاد ساختار باز در دانه‌بندی می‌شوند.

189- Saturated Surface-Dry
190- Fuller-Thompson



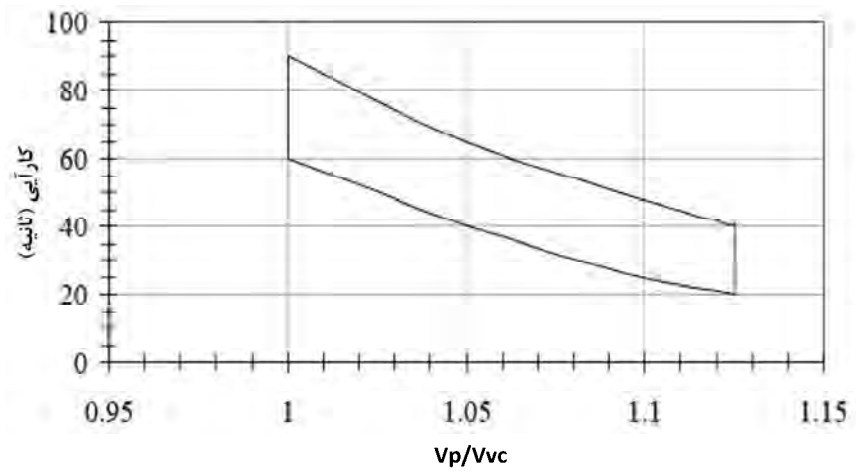
شکل ۳-۴۶- منحنی فولر-تامسون برای سنگ‌دانه با اندازه متفاوت

گام ۲- اندازه‌گیری فضای خالی مخلوط سنگ‌دانه و تعیین حجم خمیر به ازای کارایی مشخص

پس از تعیین دانه‌بندی سنگ‌دانه، حجم فضای خالی مخلوط سنگ‌دانه با استفاده از روشی استاندارد مانند ASTM C29 یا AASHTO T19 اندازه‌گیری می‌شود.

کارایی مخلوط بتن غلتکی هوازایی نشده تابعی از نسبت حجم خمیر (V_p) (حجم آب+ حجم مواد سیمانی+حجم هوای محبوس+ سنگ‌دانه عبوری از الک شماره ۲۰۰) به حجم فضای خالی سنگ‌دانه متراکم (V_{vc}) است (شکل ۳-۴۷).

برای تخمین اولیه نسبت V_p/V_{vc} می‌توان از شکل (۳-۴۷) استفاده کرد. با توجه به اینکه پارامتر V_{vc} در ابتدا اندازه‌گیری شده است، بنابراین، با معلوم بودن نسبت V_p/V_{vc}، مقدار حجم خمیر (V_p) به‌دست می‌آید.



شکل ۳-۴۷- ارتباط بین کارآیی و نسبت حجم خمیر به حجم فضای خالی در بتن غلتکی بدون مواد هوازا

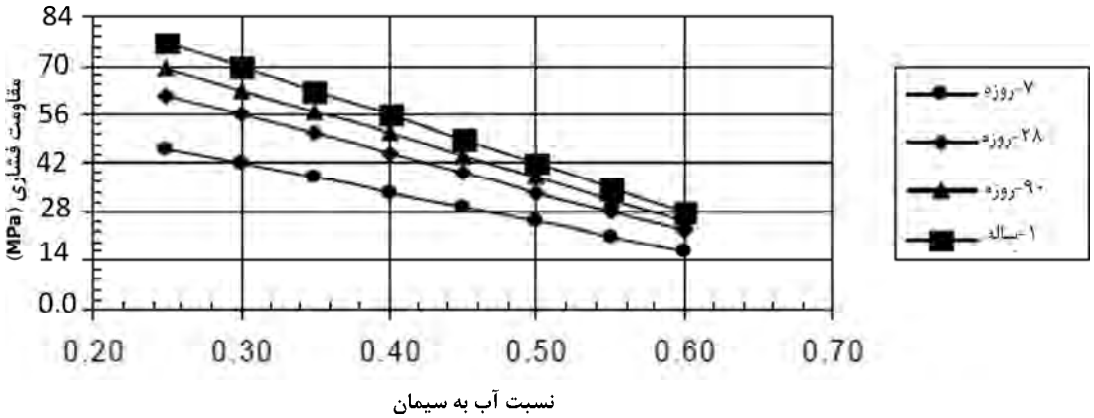
رابطه دقیق بین V_p و V_{vc} به روش تعیین V_{vc} و خواص رئولوژی خمیر بستگی دارد. کارآیی مورد نیاز برای بتن غلتکی روسازی معمولاً بین ۴۰ تا ۶۰ ثانیه است. به‌منظور تعیین نسبتاً دقیق حجم خمیر مورد نیاز برای دست‌یابی به کارآیی مورد نظر، لازم است یک یا دو مخلوط آزمایشی تهیه و آزمایش شود. کارآیی بتن غلتکی مطابق با روش A استاندارد ASTM C1170، وی بی اصلاح‌شده با وزنه ۲۲/۷ کیلوگرم، انجام می‌گردد.

گام ۳- انتخاب نسبت آب به سیمان بر اساس مقاومت فشاری مورد نیاز

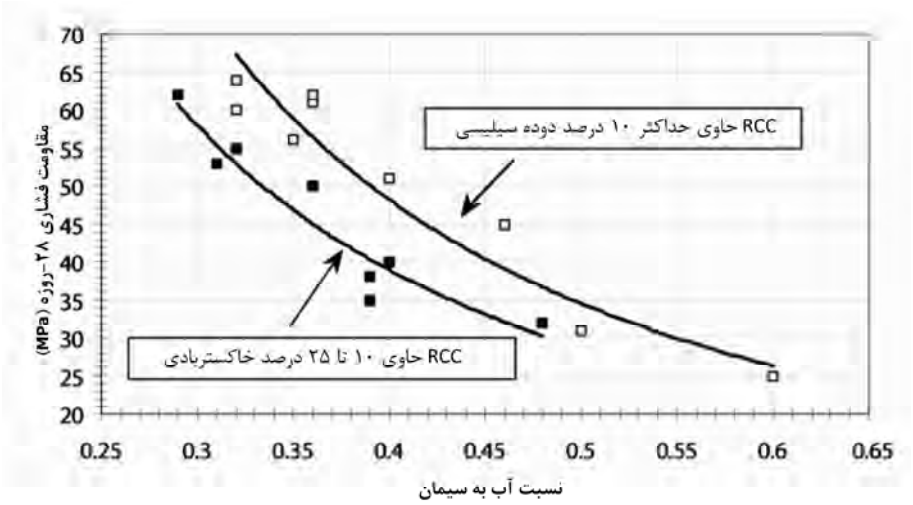
پس از تعیین حجم خمیر، باید نسبت آب به سیمان بر اساس مقاومت مورد نیاز تعیین شود. شکل (۴۸-۳-الف)، ارتباط بین مقاومت فشاری و نسبت آب به سیمان را برای سن‌های مختلف مخلوط بتن غلتکی که در آن صرفاً از سیمان پرتلند به‌عنوان ماده چسباننده استفاده شده است، نشان می‌دهد. این شکل بر اساس نتایج آزمایشگاهی مندرج در گزارش‌های تحقیقاتی و نشریات مختلف تهیه شده است. شکل (۴۸-۳-ب) نیز رابطه بین نسبت آب به سیمان و مقاومت فشاری بتن غلتکی را در حالتی که در آن از خاکستر بادی یا دوده سیلیسی استفاده شده باشد نشان می‌دهد.

نسبت آب به سیمانی که منجر به خصوصیات مکانیکی مورد نظر برای بتن غلتکی می‌شود، وابسته به ویژگی‌های فیزیکی-شیمیایی سیمان و خصوصیات سنگ‌دانه است.

برای تعیین نسبت آب به سیمان بهینه و اندازه‌گیری مقاومت خمشی (یکی از پارامترهای طراحی ضخامت لایه بتن غلتکی) باید دو یا سه مخلوط آزمایشی ساخته و آزمایش شود. همچنین در شرایط خاص، معیار دوام می‌تواند عامل تأثیرگذار در انتخاب نسبت آب به سیمان باشد.



شکل ۳-۴۸- الف- رابطه بین نسبت آب به سیمان و مقاومت فشاری بتن غلتکی (صرفاً از سیمان پرتلند به‌عنوان ماده چسباننده استفاده شده است)



شکل ۳-۴۸-ب- رابطه بین نسبت آب به سیمان و مقاومت فشاری بتن غلتکی

۳-۵-۴- اختلاط بتن غلتکی در کارخانه مرکزی

برای تهیه بتن غلتکی در محل کارخانه مرکزی[۱۹۱]، معمولاً از دو سیستم پیوسته[۱۹۲] و غیر پیوسته[۱۹۳] (پیمانه‌ای) استفاده می‌شود.

در سیستم پیمانه‌ای، پس از ورود مصالح بتن غلتکی در داخل استوانه (جام) و تکمیل عملیات اختلاط، محتویات مخلوط‌کن، داخل کامیون حمل بتن تخلیه می‌شود. سپس مصالح جدید وارد مخلوط‌کن می‌شود و عملیات گفته‌شده مجدداً تکرار می‌شود. با توجه به فرآیند تولید بتن در سیستم پیمانه‌ای، از این سیستم معمولاً برای پروژه‌های کوچک

191- Central plant
192- Continuous mixer
193- Batch-type mixer

(دارای سطح کمتر از ۴۰۰۰ متر مربع) استفاده می‌شود. در پروژه‌های روسازی راه که به حجم نسبتاً زیاد و پیوسته بتن غلتکی نیاز است، از ایستگاه مرکزی دارای سیستم مخلوط‌کن پیوسته استفاده می‌گردد.

بتن غلتکی با توجه به ماهیت نسبتاً خشک آن، در مقایسه با بتن معمولی به انرژی و زمان بیشتری برای تهیه مخلوط یکنواخت نیاز دارد که این امر از ظرفیت مخلوط‌کن می‌کاهد. به‌عنوان مثال ظرفیت تولید بتن غلتکی در مخلوط‌کن‌های دارای جام کج‌شونده و تراک میکسرها (که از انواع تولید بتن به‌صورت پیمانه‌ای محسوب می‌شوند)، نسبت به ظرفیت تولید بتن معمولی در تجهیزات گفته شده به ترتیب بین ۵۰ تا ۹۰ درصد و ۵۰ تا ۶۰ درصد کاهش می‌یابد. ایستگاه‌های مرکزی تولید بتن غلتکی داری سیستم پیوسته با مخلوط‌کن دو محوره (توئین شفت[۱۹۴]) داری بیشترین بازدهی تولید بتن هستند. به‌طور کلی کاهش ظرفیت تولید بتن غلتکی نسبت به بتن معمولی در ایستگاه مرکزی تولید بتن، به نوع و توان مخلوط‌کن بستگی دارد.

در پروژه‌های بزرگ (داری سطح بزرگ‌تر از ۴۰۰۰ متر مربع) حداقل ظرفیت کارخانه مرکزی تولید بتن باید ۱۰۰ متر مکعب در ساعت باشد.

در سیستم تولید بتن به روش پیوسته، یک قیف بزرگ[۱۹۵] به قسمت انتهایی تسمه نقاله متصل می‌شود تا به این ترتیب ضمن کاهش ارتفاع ریزش و در نتیجه جلوگیری از جداشدگی بتن، محلی برای نگه‌داشتن موقت بتن در فاصله زمانی بین بارگیری کامیون‌ها فراهم شود.

برای به حداقل رساندن مدت زمان حمل بتن، باید سعی شود مکان ایستگاه تولید بتن در نزدیکی محل اجرای روسازی مستقر گردد.

۳-۵-۵- حمل بتن غلتکی از محل تولید تا محل پروژه

برای حمل بتن غلتکی از محل تولید بتن تا محل پروژه، معمولاً از کمپرسی[۱۹۶] استفاده می‌شود. هنگام حمل بتن غلتکی باید مواد زیر در نظر گرفته شود:

- ناوگان حمل بتن باید با توجه به توان مخلوط‌کن، فاصله حمل، سرعت اجرای روسازی، شرایط آب و هوایی و شب یا روز بودن اجرای روسازی، برنامه‌ریزی شود.

- چنانچه برای تولید یا حمل بتن غلتکی از کامیون مخلوط‌کن (تراک‌میکسر) استفاده شود، برای امکان ریختن بتن غلتکی در جلوی فینیشر، باید در محل پروژه، بتن غلتکی از کامیون مخلوط کن به درون کمپرسی تخلیه شود.

- کمپرسی مورد استفاده برای حمل بتن غلتکی باید مرتب شسته و تمیز نگه‌داشته شود. چنانچه قطعاتی از بتن غلتکی به دیواره اتاقک کمپرسی بچسبد، این امر می‌تواند مشکلاتی را هنگام تخلیه بتن غلتکی به‌وجود آورد. توده سفت و چسبیده شده ممکن است در نوبت بعد به همراه بتن در حال تخلیه کنده شده و به محل ریختن بتن غلتکی وارد شود.

194- Twin shaft
195- Gobb hopper
196- Dump truck

- به‌منظور جلوگیری از افت رطوبت و تأثیر عوامل جوی در هنگام حمل بتن غلتکی، بهتر است بتن غلتکی با برزنت یا پوشش مناسب دیگری پوشانده شود. همچنین توصیه می‌شود، مخلوط بتن غلتکی در فرآیند حمل، دارای مقداری رطوبت بیشتر از رطوبت بهینه باشد تا افت رطوبت در هنگام حمل جبران شود. در برخی موارد می‌توان از ماده افزودنی کندکننده تبخیر که روی بتن غلتکی داخل کامیون ریخته یا اسپری می‌شود، استفاده کرد. در هر حال، بتن غلتکی هنگام تراکم باید داری رطوبت بهینه باشد.

- برای به حداقل رساندن جداشدگی بتن غلتکی، توصیه می‌شود تخلیه بتن به داخل کمپرسی به‌صورت یکنواخت انجام شود. برای این منظور حدود یک سوم از بتن غلتکی در جلو، یک سوم در میانه و یک سوم در ناحیه انتهایی کمپرسی تخلیه می‌گردد.

- زمان حمل بتن غلتکی از هنگام اضافه کردن آب و سیمان به مخلوط تا تخلیه آن در جلوی فینیشر، نباید بیشتر از ۴۵ دقیقه باشد. استفاده از مواد مکمل سیمان می‌تواند روی مدت زمان حمل بتن غلتکی تأثیر بگذارد. هنگامی که دمای محیط به ۲۷ درجه سانتی‌گراد یا بیشتر از آن می‌رسد، کاهش بیشتری برای مدت زمان حمل باید در نظر گرفته شود.

- رواداری درصد رطوبت بتن غلتکی در هنگام تخلیه از کمپرسی، ۱± درصد رطوبت بهینه‌ای است که طبق استاندارد ASTM D1557 تعیین می‌شود.

۳-۵-۶- پخش بتن غلتکی

بتن غلتکی معمولاً با دستگاه پخش آسفالت (فینیشر) و یا گاهی اوقات پس از اعمال اصلاحاتی روی فینیشر به‌طوری که عبور مقادیر نسبتاً زیادی از مصالح از درون فینیشر فراهم شود، اجرا می‌گردد. اصلاحات انجام شده روی فینیشر آسفالت می‌تواند شامل بزرگ‌گردن دریچه‌های بین مخزن (قیف) و شمشه (اتو) و تنظیم حلزونی‌های (تیغه‌های مارپیچ) واقع در جلوی شمشه به‌منظور اطمینان از پخش یکنواخت بتن غلتکی در عرض روسازی باشد.

درخصوص فینیشر بتن غلتکی رعایت موارد زیر توصیه می‌شود:

- قبل از عبور غلتک، فینیشر باید بتواند بتن غلتکی را به میزان حداقل ۸۰ درصد حداکثر دانسیته مرطوب[۱۹۷] متراکم نماید.

- ظرفیت پخشِ فینیشرِ بتن غلتکی، ۱/۵ برابر ظرفیت تولید اسمی مخلوط‌کن باشد.

- به‌منظور جلوگیری از جداشدگی در طی عملیات پخش، مخزن فینیشر نباید کاملاً خالی شود، بال‌های مخزن نباید بالابرده شود و بتن غلتکی همیشه باید محور حلزونی را بپوشاند.

---

۱۹۷ - دانسیته مرطوب مرجع از ضرب «حداکثر دانسیته خشک» در «درصد رطوبت+۱» به‌دست می‌آید. تعیین حداکثر دانسیته خشک و درصد رطوبت بهینه مطابق استاندارد ASTM D1557 انجام می‌شود. مقادیر حداکثر دانسیته خشک و درصد رطوبت بهینه معمولاً در مرحله طرح مخلوط بتن غلتکی تعیین می‌شوند.

- عملکرد فینیشر بتن غلتکی باید به نحوی باشد که الزامات یکنواختی سطح و ضخامت لایه را برآورده نماید. توصیه می‌شود فینیشر دارای تجهیزات لازم برای کنترل خودکار شیب باشد.

- برای جلوگیری از ایجاد پستی و بلندی در سطح نهایی روسازی، باید حرکت پیوسته و رو به جلوی فینیشر حفظ شود. برای این منظور، باید بین سرعت فینیشر و میزان بتن غلتکی دریافتی (تخلیه شده در مخزن فینیشر) تعادل برقرار شود. برای ایجاد تراکم مناسب، معمولاً فینیشرها به شمشه‌های ارتعاشی مجهز هستند.

- بر اساس تجارب میدانی، بسته به نوع فینیشر و مخلوط بتن غلتکی، اختلاف بین ضخامت بتن غلتکی پخش‌شده و ضخامت آن پس از تراکم با غلتک‌های چرخ فولادی و چرخ لاستیکی، کمتر از ۱۰ تا ۲۰ درصد است. چنانچه از فینیشرهای ایجاد کننده چگالی زیاد[۱۹۸] استفاده شود، این اختلاف کمتر از ۱۰ درصد و اگر فینیشرهای معمولی به‌کار برده شود، حداکثر ۲۰ درصد خواهد شد.

- برای اجرای بتن غلتکی در لایه‌های حداکثر ۱۵ سانتی‌متر، می‌توان از فینیشرهای متداول آسفالتی استفاده کرد. فینیشرهای ایجاد کننده چگالی زیاد، می‌توانند ضخامت‌های بتن غلتکی تا ۲۵ سانتی‌متر را نیز اجرا کنند. اگرچه ضخامت‌های ۱۵ تا ۲۰ سانتی‌متر بیشتر معمول است.

- چنانچه برای اجرای ضخامت طراحی شده، لازم باشد بتن غلتکی در بیش از یک لایه اجرا شود، در این‌صورت دو لایه با ضخامت‌های مساوی اجرا می‌شوند. در این حالت به‌منظور ایجاد چسبندگی مناسب بین دولایه بتن غلتکی، بهتر است لایه بالایی ظرف مدت یک ساعت پس از اجرای لایه زیرین، اجرا شود. البته مدت زمان گفته‌شده تا حدود زیادی تابع نوع مخلوط بتن غلتکی و شرایط آب و هوایی است.

- اگر فاصله زمانی بین اجرای دو لایه متوالی بتن غلتکی بیش از یک ساعت باشد، در این‌صورت بین لایه‌ها پیوستگی کمی ایجاد می‌شود و در نتیجه ظرفیت سازه‌ای آن کاهش می‌یابد. در چنین مواردی، قبل از اجرای لایه بالایی، سطح افقی لایه زیرین باید با استفاده از فشار هوا یا فشار آب از گرد و غبار و سایر مواد زائد تمیز شود. برای ایجاد پیوستگی بین دو لایه بتن غلتکی، می‌توان درست قبل از اجرای لایه بالایی، لایه نازکی از دوغاب یا ملات با اسلامپ زیاد روی سطح لایه پایینی اجرا کرد.

- در مواردی که اجرای بتن غلتکی به‌صورت چند لایه‌ای اجرا می‌شود، باید تا هنگام اجرای لایه جدید، لبه هر یک از لایه‌ها و سطح لایه قبل مرطوب نگه‌داشته شود.

- چنانچه در طول مسیر روسازی بتن غلتکی تأسیساتی مانند آدم‌رو[۱۹۹] وجود داشته باشد، ابتدا سطح آدم‌رو با یک ورقه فولادی پوشانده شده و سپس بتن غلتکی پخش و متراکم می‌شود. یک روز بعد، با برش اطراف آن ناحیه و کندن بتن غلتکی، ورقه فولادی را خارج نموده، سپس فضاهای خالی ایجاد شده در اطراف این ناحیه با بتن معمولی پر شده و دریچه آدم‌رو کارگذاشته می‌شود.

198- Highdensity pavers
199 - Manhole

به‌منظور بررسی مقاومت فشاری بتن غلتکی پخش‌شده، از بتن تازه قبل از ریختن در محل به کمک چکش ارتعاشی (استاندارد ASTM C1435/C1435M) و یا میز ارتعاشی (استاندارد ASTM C1176/C1176M) نمونه‌برداری می‌شود و نمونه‌ها به آزمایشگاه منتقل و تا سن مورد نظر جهت تعیین مقاومت فشاری نگهداری می‌گردند.

۳-۵-۷- تراکم بتن غلتکی

تراکم بتن غلتکی یکی از مهمترین مراحل اجرای این نوع روسازی است؛ زیرا این مرحله تأثیر مستقیمی روی چگالی، نفوذپذیری، مقاومت و همواری روسازی بتن غلتکی دارد.

بتن غلتکی بلافاصله پس از پخش آن باید متراکم شود. با این وجود به‌منظور تشخیص آمادگی بتن غلتکی برای عملیات تراکم، می‌توان رفتار آن را در زیر غلتک فولادی استاتیک مشاهده کرد. بتن غلتکی که دارای روانی مناسب برای عملیات تراکم باشد، با عبور غلتک چرخ فولادی استاتیک به‌صورت یکنواخت تغییر شکل می‌دهد. چنانچه بتن غلتکی خیلی مرطوب باشد، سطح آن به‌صورت صیقلی نمایان می‌شود و در زیر غلتک دارای رفتار مکش (پمپی)[۲۰۰] خواهد بود. اگر بتن غلتکی خیلی خشک باشد، سطح آن به‌صورت غبارآلود یا دانه‌دانه ظاهر می‌شود. همچنین احتمال جداشدگی سنگ‌دانه وجود دارد. در این شرایط رسیدن به چگالی مناسب مشکل است.

بتن غلتکی تازه معمولاً باید ظرف مدت یک ساعت از اولین تماس آب با سیمان، متراکم شود. عملیات تراکم بتن غلتکی معمولاً باید ظرف مدت ۱۵ دقیقه پس از پخش آن کامل شود. تکمیل عملیات تراکم در مدت زمان بیش از ۳۰ تا ۴۵ دقیقه پس از پخش آن، درحالی که دمای مخلوط بیشتر از ۲۰ درجه سانتی‌گراد است، می‌تواند منجر به کاهش مقاومت بتن غلتکی شود.

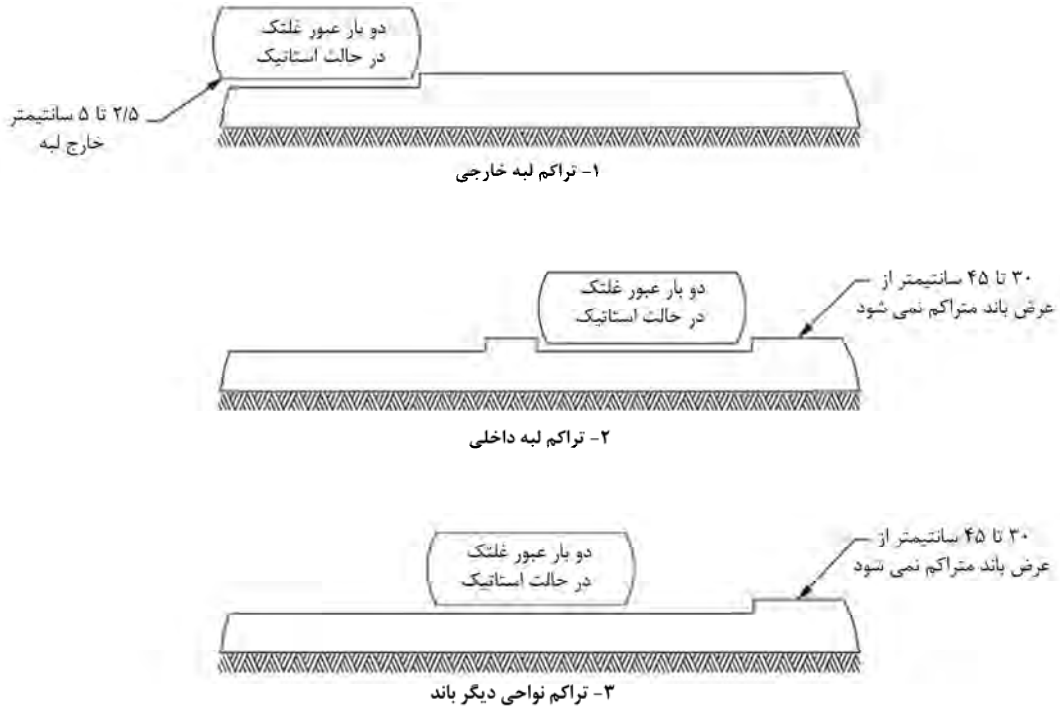
تراکم بتن غلتکی معمولاً با استفاده از غلتک دو درامِ ارتعاشی به وزن ۱۰ تن انجام می‌شود. فرکانس ارتعاش غلتک معمولاً حداقل ۱۵۰۰ سیکل در دقیقه و دامنه آن بین ۰/۳۸ تا ۱/۰۲ میلی‌متر است. همچنین قطر درام نیز بین ۱۲۰ تا ۱۷۰ سانتی‌متر و عرض درام بین ۱۷۰ تا ۲۵۰ سانتی‌متر است.

در ادامه برای رفع ترک‌های سطحی، ایجاد همواری بیشتر و سطحی یک‌پارچه از غلتک‌های چرخ لاستیکی به وزن حداقل ۱۰ تن استفاده می‌گردد. معمولاً با ۴ تا ۶ بار عبور غلتک دو درامِ ارتعاشی به وزن ۱۰تن، می‌توان به چگالی حداقل ۹۸ درصد در لایه بتن غلتکی به ضخامت ۱۵ تا ۲۵ سانتی‌متر، دست یافت. از تراکم بیش از حد یا عبور زیاد غلتک باید پرهیز شود؛ زیرا این امر می‌تواند چگالی قسمت فوقانی لایه بتن غلتکی را کاهش دهد.

برای تراکم اولیه بتن غلتکی تازه، می‌توان ابتدا غلتک را در حالت استاتیک، دوبار از روی بتن غلتکی عبور داد (شکل ۳-۴۹). یک حرکت رفت و برگشت غلتک معادل دو عبور است. تراکم استاتیک معمولاً با خاموش کردن لرزاننده‌های غلتک انجام می‌شود. همان‌طور که در شکل (۳-۴۹) نیز نشان داده شده است، برای جلوگیری از گودافتادگی در سطح

200- Pumping behavior

روسازی، عبورهای متوالی غلتک به‌صورت یک در میان[۲۰۱] صورت می‌گیرد. پس از تراکم در حالت استاتیک، باید با عبور دو یا چند بار غلتک ارتعاشی، چگالی از قبل تعیین شده برای بتن غلتکی اجرا شده، فراهم گردد. حالت ارتعاشی غلتک باید بعد از حرکت آن، فعال و قبل از توقف آن، غیرفعال شود.



شکل ۳-۴۹- نحوه تراکم اولیه بتن غلتکی

پس از تراکم ارتعاشی، برای کاهش یا از بین بردن فضای خالی یا درزهای سطحی، از غلتک‌های چرخ لاستیکی استفاده می‌شود. بین عبورهای متوالی غلتک باید حداقل ۳۰ سانتی‌متر هم‌پوشانی وجود داشته باشد. در پایان عملیات تراکم، ممکن است برای از بین بردن اثر غلتک‌های ارتعاشی یا چرخ لاستیکی، از غلتک در حالت استاتیک استفاده شود.

عملیات تراکم باید به نحوی انجام شود که متوسط دانسیته بتن غلتکی تازه (حداکثر ۳۰ دقیقه از آخرین مرحله تراکم گذشته باشد) در ۴ نقطه متوالی (به فاصله حداقل ۶۰ سانتی‌متر از محل درزها)، حداقل ۹۸ درصد حداکثر دانسیته مرطوب[۲۰۲] باشد؛ ضمن آن‌که هیچ یک از ۴ دانسیته مذکور نباید کمتر از ۹۶ درصد حداکثر دانسیته مرطوب باشد. همچنین متوسط دانسیته بتن غلتکی در محل درزهای اجرایی سرد، در ۴ نقطه متوالی (به فاصله حداقل ۳۰ سانتی‌متر از لبه آزاد و حداقل ۱۵ سانتی‌متر از لبه محدود شده) باید حداقل ۹۶ درصد حداکثر دانسیته مرطوب باشد؛ ضمن آن‌که هیچ یک از ۴ دانسیته مذکور نباید کمتر از ۹۴ درصد حداکثر دانسیته مرطوب باشد. تعیین دانسیته مربوط

201- Staggered

۲۰۲ - حداکثر دانسیته مرطوب از ضرب «حداکثر دانسیته خشک» در «درصد رطوبت+۱» به‌دست می‌آید. تعیین حداکثر دانسیته خشک و درصد رطوبت بهینه مطابق استاندارد ASTM D1557 انجام می‌شود. مقادیر حداکثر دانسیته خشک و درصد رطوبت بهینه معمولاً در مرحله طرح مخلوط بتن غلتکی تعیین می‌شوند.

به محل درزها نیز باید حداکثر ظرف مدت ۳۰ دقیقه از آخرین مرحله تراکم انجام شود. به ازای پخش هر ۲۰۰ متر مکعب یا ۱۰۰۰ متر مربع بتن غلتکی (هر کدام کمتر باشد)، کنترل‌های فوق انجام می‌پذیرد.

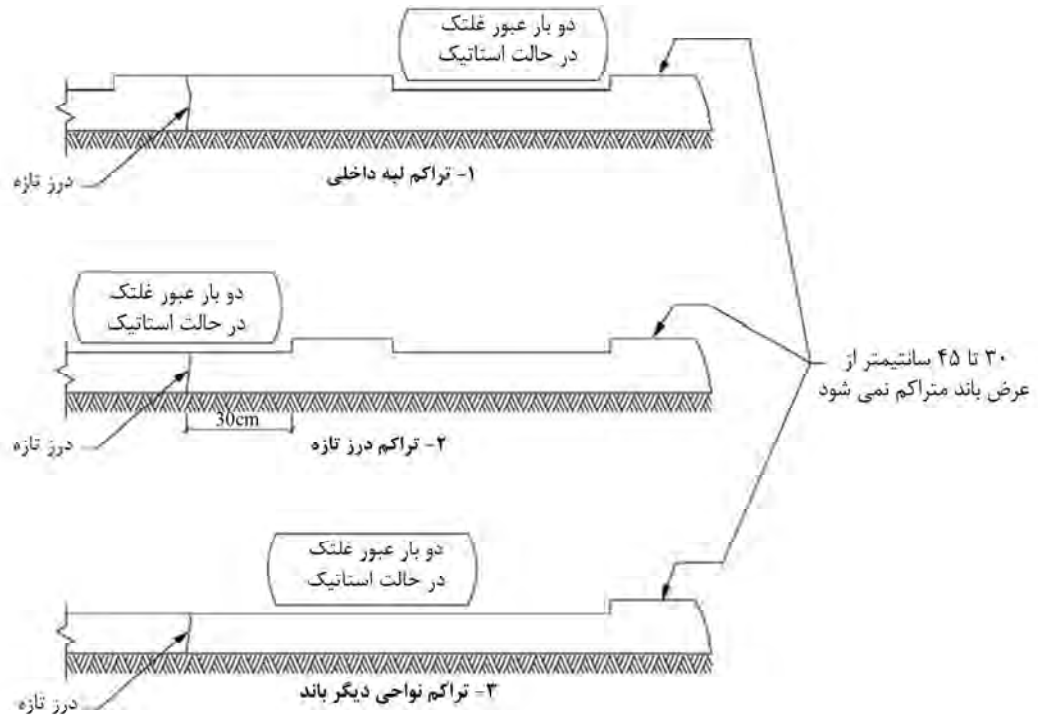
قبل از اجرای بتن غلتکی باید الگوی تراکم در قطعه آزمایشی پیاده‌سازی و بررسی شود.

۳-۵-۸- ایجاد درز اجرایی در روسازی بتن غلتکی

۳-۵-۸-۱- ایجاد درز اجرایی طولی

درزهای طولی بین باندهای مجاور روسازی ایجاد می‌شوند. چنانچه فاصله زمانی بین پخش و تراکم باندهای مجاور به اندازه کافی کوتاه باشد که بتوان این باندها را با یکدیگر متراکم کرد و اتصال یک‌پارچه ایجاد نمود، به درز ایجاد شده، درز تازه گفته می‌شود. با فرض استفاده نکردن از افزودنی کندگیرکننده، هنگامی درز بین دو باند متوالی، درز تازه محسوب می‌شود که فاصله زمانی بین پخش بتن در یک باند از شروع اختلاط بتن باند قبل (تماس آب با سیمان) بیشتر از یک ساعت نباشد. البته این زمان به نوع مخلوط و شرایط آب و هوایی بستگی دارد.

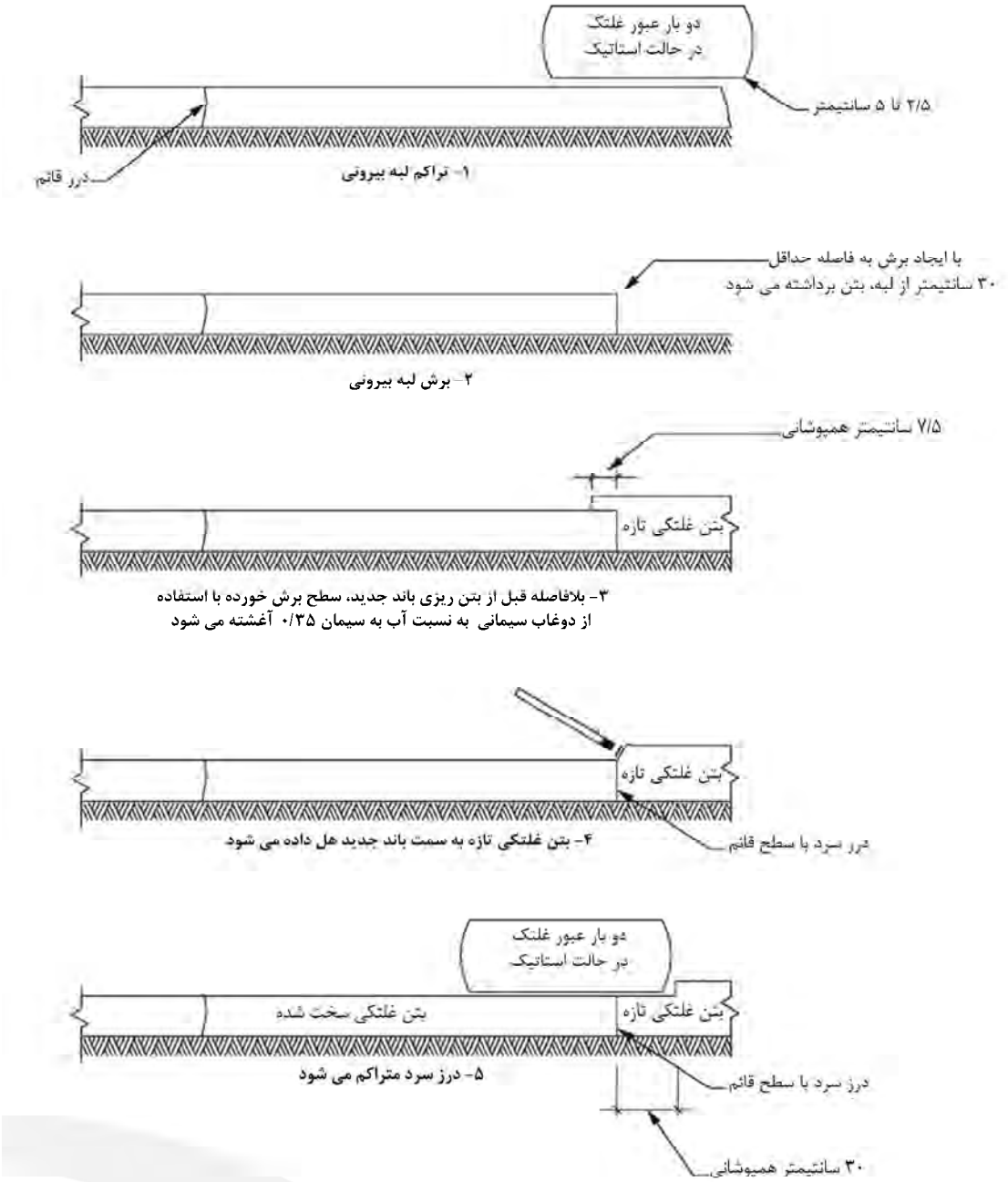
برای تشکیل درزهای طولی تازه باید لبه کناری مسیر بتن‌ریزی شده به عرض ۳۰ تا ۴۵ سانتی‌متر هنگام غلتک‌زنی، متراکم نشود و پس از بتن‌ریزی مسیر مجاور، با قرار گرفتن مرکز غلتک روی درز، بتن محل درز متراکم شده و پیوستگی بین دو خط مجاور ایجاد شود. در محل درزها برای رسیدن به چگالی و همواری مناسب سطح، گاهی لازم است تا غلتک، عبورهای بیشتری انجام دهد؛ بنابراین برای تشکیل درز طولی تازه، پس از پخش بتن در باند جدید، با فاصله ۳۰ تا ۴۵ سانتی‌متر از لبه متراکم نشده (شکل ۳-۵۰)، غلتک در حالت استاتیک دو بار عبور داده می‌شود. سپس با رعایت همپوشانی به اندازه ۳۰ سانتی‌متر، محل درز تازه با عبور دو بار غلتک در حالت استاتیک متراکم می‌گردد. در ادامه، بخش‌های باقی‌مانده باند نیز با عبور دو بار غلتک در حالت استاتیک متراکم می‌شوند. سپس برای تراکم بیشتر روسازی بتن غلتکی از غلتک در حالت ارتعاشی استفاده می‌گردد.



شکل ۳-۵۰- نحوه اجرای درز تازه در روسازی بتن غلتکی

چنانچه بتن‌ریزی باند جدید بیش از یک ساعت بعد از بتن‌ریزی باند مجاور انجام شود، بین دو لبه مجاور، درز طولی سرد ایجاد می‌گردد. در بسیاری از موارد محل درزهای سرد از قبل برنامه‌ریزی و مشخص می‌شود، بنابراین، بتن غلتکی در تمام عرض باند متراکم می‌شود.

برای ایجاد درز طولی سرد، کناره‌های یک باند که قرار است به‌صورت درز سرد اجرا شوند، توسط غلتک به نحوی که ۲/۵ تا ۵ سانتی‌متر از درام غلتک از روی بتن‌غلتکی بیرون بزند، متراکم می‌شود (شکل ۳-۵۱). لبهٔ لایه متراکم‌شده به فاصله حداقل ۳۰ سانتی‌متر به‌وسیله یک دستگاه برش بتن در تمام ضخامت به‌صورت عمودی بریده می‌شود. قبل از پخش بتن در باند جدید، سطح قائم ایجاد شده باید با فشار هوا یا آب شسته شده و مرطوب گردد. هنگام اجرای باند دوم باید ارتفاع اضافی لایه جهت جبران افت ارتفاع ناشی از تراکم در نظر گرفته شود. هنگام بتن ریزی باند دوم، ۲/۵ تا ۷/۵ سانتی‌متر بتن روی باند اول ریخته می‌شود، سپس بتن اضافی ریخته شده روی باند اول به روی باند دوم هل داده می‌شود به نحوی که بتن اضافی روی بتن سخت شده باند اول باقی نماند. در ادامه غلتک باید در حالت استاتیک، بتن قدیم و حدود ۳۰ سانتی‌متر از بتن تازه را با دو عبور متراکم نماید (شکل ۳-۵۱).



شکل ۳-۵۱- نحوه اجرای درز سرد در روسازی بتن غلتکی

۳-۵-۸-۲- ایجاد درز اجرایی عرضی

درزهای اجرایی عرضی در انتهای باند روسازی و عمود بر جهت ترافیک ایجاد می‌شوند. با توجه به این‌که اجرای بتن غلتکی بعد از طول مشخصی از روسازی متوقف می‌شود؛ بنابراین معمولاً درز عرضی تازه در این نوع روسازی وجود ندارد و درزهای اجرایی عرضی، از نوع سرد هستند. درزهای عرضی سرد با برش قسمت پَخ شده یا شیب‌دار در انتهای کار (قطع بتن‌ریزی) به‌صورت عمودی درمی‌آیند. لبه بریده شده باید تمیز و عاری از هرگونه شن‌زدگی باشد. هنگامی که

اجرای بتن غلتکی از سر گرفته می‌شود، بتن غلتکی جدید مقداری قبل از درز عرضی ساخت پخش می‌گردد، سپس بتن غلتکی جدید که روی بتن غلتکی سفت شده ریخته شده است کاملاً به سمت بتن غلتکی جدید هل داده و در ادامه عملیات تراکم انجام می‌شود (برای راهنمایی می‌توان از شکل ۳-۵۱ استفاده کرد).

۳-۵-۹- عمل‌آوری روسازی بتن غلتکی

کلیات عمل‌آوری بتن غلتکی مانند عمل‌آوری بتن معمولی است. با توجه به آن‌که مقدار آب موجود در بتن غلتکی کم است (در مقایسه با بتن معمولی)، بنابراین عملیات عمل‌آوری بتن غلتکی از اهمیت بسیار زیادی برخوردار است. بلافاصله پس از تکمیل عملیات تراکم، باید عمل‌آوری بتن غلتکی شروع شود. با توجه به بافت سطحی و ویژگی جذب سطحی بتن غلتکی، مقدار ترکیبات عمل‌آوری برای بتن غلتکی معمولاً ۱/۵ تا ۲ برابر بتن معمولی است.

۳-۵-۱۰- ایجاد درزهای انقباضی

هنگام اجرای درزهای انقباضی (طولی یا عرضی) در روسازی‌های بتن غلتکی باید ملاحظات مندرج در بند (۲-۱۱-۸-۲) مد نظر قرار گیرد.

۳-۵-۱۱- ایجاد درزهای انقطاع و انبساط

هنگام اجرای درزهای انقطاع و انبساط در روسازی‌های بتن غلتکی باید ملاحظات مندرج در بند (۳-۸-۵-۲) مد نظر قرار گیرد.

۳-۵-۱۲- درزگیری

عملیات درزگیری درزهای تعبیه شده در روسازی بتن غلتکی مانند عملیات درزگیری در روسازی‌های بتنی معمولی (بند ۳-۳-۸-۹-۵) است.

۳-۵-۱۳- کنترل ضخامت، مقاومت فشاری و همواری بتن غلتکی

کنترل کیفیت روسازی بتن غلتکی در دو مرحله هنگام اجرا و پس از اجرا انجام می‌شود.

۳-۵-۱۳-۱- کنترل کیفیت در هنگام اجرا

۳-۵-۱۳-۱-۱- برای کنترل کیفیت روسازی بتن غلتکی در هنگام اجرا باید محل پیمانه کردن مصالح و تولید بتن و همچنین محل اجرا، مورد کنترل و نظارت قرار گیرد.

۳-۵-۱۳-۱-۲- باید رطوبت سنگدانه‌ها به صورت پیوسته کنترل شود.

۳-۵-۱۳-۱-۳- از بتن غلتکی تهیه شده باید به ازای هر ۳۵۰ متر مکعب یا حجم بتن اجرا شده در یک روز (هرکدام که کمتر باشد)، دو استوانه ۳۰×۱۵ سانتیمتر استاندارد جهت بررسی مقاومت در سن ۲۸ روزه یا سن مورد طراحی تهیه و در شرایط استاندارد نگهداری شود.

۳-۵-۱۳-۱-۴- در محل اجرا باید کنترل شود که لایه زیراساس دارای خواص و تراز مورد نظر باشد و قبل از ریختن بتن غلتکی مرطوب شده باشد و کنترل شود که بتن غلتکی در محدوده زمانی مجاز از زمان ساخت، ریخته و متراکم شده است.

۳-۵-۱۳-۱-۵- جرم حجمی بتن غلتکی باید پس از اتمام عملیات تراکم به ازای هر ۳۰ متر طول در هر باند توسط دانسیته سنج هسته‌ای کنترل شود.

۳-۵-۱۳-۱-۶- اختلاف رقوم سطح تمام شده بتن غلتکی با رقوم مندرج در نقشه‌های طولی و عرضی و همچنین ناهمواری سطح که با استفاده از شمشه ۳ متری در جهات عرضی و طولی راه اندازه‌گیری می‌شود، نباید بیشتر از ۱۰ میلی‌متر باشد.

۳-۵-۱۳-۱-۷- کیفیت سطح باید کنترل شود تا عاری از پارگی سطح، ترک خوردگی، جداشدگی، توده های سنگی، بخشهای فرورفته، خالی یا کشیده شدگی سطح یا سنگدانه‌های شل و آزاد و یا سنگدانه های بیرون زده به علت شسته شدن مواد سیمانی باشد.

۳-۵-۱۳-۱-۸- نحوه عمل آوری و مدت زمان اعمال آن روی روسازی باید توسط ناظر کنترل شود.

۳-۵-۱۳-۲- کنترل کیفیت پس ازساخت

۳-۵-۱۳-۲-۱- پس از اجرای روسازی بتن غلتکی، باید عملیات اجرای درزهای اجرایی به لحاظ فواصل درزها و همچنین عمق برش کنترل شود. همچنین زمان و نحوه بریدن درزها باید کنترل شود تا منجر به تخریب لبه‌های درز نشود.

۳-۵-۱۳-۲-۲- به منظور بررسی ضخامت لایه‌های روسازی اجرا شده باید از روش مغزه‌گیری به تعداد یک مغزه از هر ۱۰۰۰ متر مربع روسازی و همچنین از محل تقاطع‌ها، ورودی‌ها، رمپ‌ها وشانه‌ها (استاندارد ملی ایران شماره ۱۲۳۰۶) یا آزمایش‌های غیر مخرب مبتنی بر سرعت موج استفاده شود. مغزه‌ها باید در فواصل بیش از ۱۵ سانتی‌متر از لبه‌روسازی، ۷/۵ سانتی‌متر از درز طولی، ۶۰ سانتی‌متر از درز عرضی انقباضی و ۱/۵ متر از درز عرضی ساخت، تهیه شوند. محل مغزه‌ها باید ظرف مدت ۲۴ ساعت با بتن زودگیر پر شود.

۳-۵-۱۳-۲-۳- آزمونه‌های استوانه‌ای اخذ شده در حین اجرا باید در سن ۲۸ روزه یا سن مورد طراحی برای تعیین مقاومت فشاری آزمایش شود. ضوابط پذیرش نمونه‌ها مطابق آیین‌نامه بتن ایران می‌باشد.

۳-۵-۱۳-۲-۴- چنانچه نتایج میانگین آزمونه‌های استوانه‌ای آزمایشگاهی، ضوابط پذیرش را برآورده نسازد، باید از محل بتن نمونه‌گیری‌شده متناظر، دو تا سه مغزه گرفته شود. مغزه‌های گرفته شده باید پس از نمونه‌گیری، ۷ روز در شرایط استاندارد آزمایشگاهی نگهداری شده و پس از آن مورد آزمایش مقاومت قرار گیرد (استاندارد ملی ایران شماره ۱۲۳۰۶). ضوابط پذیرش مغزه‌ها مطابق آیین‌نامه بتن ایران می‌باشد.

۳-۵-۱۴- عبور وسایل نقلیه از روی روسازی بتن غلتکی

عبور وسایل نقلیه از روسازی بتن غلتکی پس از گذشت ۴ روز یا هنگامی که مقاومت فشاری بتن غلتکی، حداقل ۷۰ درصد مقاومت فشاری مشخصه شود، امکان‌پذیر است.

۳-۵-۱۵- اجرای آسفالت گرم روی بتن غلتکی

چنانچه در نظر باشد بتن غلتکی برای روسازی راه‌هایی که سرعت وسایل نقلیه در آن‌ها بیش از ۵۰ کیلومتر بر ساعت است، استفاده شود، باید یک لایه آسفالت گرم به ضخامت ۴ تا ۶ سانتی‌متر روی بتن غلتکی اجرا گردد. برای طرح مخلوط و سایر ویژگی‌های آسفالت گرم از ضوابط مندرج در آیین‌نامه روسازی آسفالتی راه‌های ایران (نشریه شماره ۲۳۴) استفاده می‌شود.

به‌منظور ایجاد چسبندگی مناسب بین لایه بتن غلتکی و رویه آسفالتی از اندود سطحی[۲۰۳] استفاده می‌شود. اندود سطحی می‌تواند از انواع قیرهای محلول یا امولسیون قیر (قیرآبه) باشد با این وجود به دلایل محیط زیستی و اقتصادی استفاده از امولسیون قیر توجیه بیشتری دارد. بررسی‌های نشان می‌دهد استفاده از امولسیون قیر دیرشکن به‌ویژه از نوع کاتیونیک به‌عنوان اندود سطحی عمومیت بیشتری دارد (جدول ۳-۴۵).

جدول ۳-۴۵- قیرهای مصرفی در اندود سطحی

نوع قیر	درجه حرارت پخش (سانتی‌گراد)
قیرابه‌های آنیونیک دیرشکن SS-1 ، SS-1h	۶۰- ۱۰
قیرابه‌های کاتیونیک دیرشکن CSS-1 ، CSS-1h	۶۰- ۱۰

مناسب‌ترین میزان پخش امولسیون قیر برای اندود سطحی، مقدار قیری است که پس از انقضای مدت زمان لازم، آب آن بخار و کاملاً جذب سطح راه شده باشد (جدول ۳-۴۶). مقادیر مندرج در جدول (۳-۴۶) به‌عنوان راهنمایی بوده و مقادیر دقیق قیر، از طریق آزمایش کارگاهی تعیین می‌شود.

جدول ۳-۴۶- مقادیر نمونه‌ای اندود سطحی

نوع سطح	مقدار مصرف (lit/m^2)		
	باقیمانده	رقیق نشده	رقیق شده با آب (به نسبت ۱ به ۱)
بتنی	۰/۰-۱۸۰/۲۷۰	۰/۰-۳۲۰/۴۵۰	۰/۰-۵۹۰/۹۰۰

203- Tack coat

برای اندود سطحی، درجه حرارت هوا در سایه وقتی که هوا رو به گرمی می‌رود، بهتر است بیشتر از ۱۰ درجه و زمانی که هوا رو به سردی می‌رود، بیش از ۱۵ درجه سانتی‌گراد باشد.

قبل از پخش قیر، سطح بتن غلتکی را باید از مواد زاید و گرد و غبار با جاروی مکانیکی و هوای فشرده تمیز کرد. پس از اجرای اندود سطحی، رویه آسفالتی گرم اجرا می‌شود. ضوابط اجرایی مربوط به لایه آسفالت گرم، مطابق مفاد آیین‌نامه روسازی آسفالتی راه‌های ایران (نشریه شماره ۲۳۴) است.

۳-۵-۱۶- اجرای قطعه آزمایشی

برای اعتبارسنجی طراحی، روش اجرا (هماهنگی بین ظرفیت تولید بتن غلتکی و اجرای آن، تراکم و ...)، فرآیند گیرش، ایجاد درز و آزمایش‌های میدانی و آزمایشگاهی بتن غلتکی (به‌منظور کنترل کیفیت عملیات)، قطعه آزمایشی اجرا می‌شود. قطعه آزمایشی باید حداقل یک هفته قبل از اجرای پروژه اصلی، با استفاده از مصالح و روش ساختی که برای پروژه واقعی پیشنهاد شده است، روی لایه زیراساسی که دارای مشخصات فنی لازم باشد، ساخته شود. قطعه آزمایشی باید دارای طول کافی (حدود ۵۰ متر) باشد تا بتوان ارزیابی مناسبی از طراحی و روش‌های ساخت ارائه کرد. همچنین عرض قطعه آزمایشی نیز باید حداقل دو برابر عرض فینیشر بتن غلتکی باشد. چنانچه قطعه آزمایشی الزامات طراحی و اجرای روسازی پروژه اصلی را برآورده نماید، می‌توان آن را جزئی از روسازی پروژه اصلی در نظر گرفت.

فصل چهارم

نگهداری

۴-۱- مقدمه

روسازی‌های بتنی که به نحو مناسبی طراحی و اجرا شده باشند، معمولاً به عملیات نگهداری و تعمیر کمتری در عمر مفید خود نیاز دارند. یکی از موضوعات مهم در بحث نگهداری و تعمیر روسازی‌ها، انجام به موقع اقدامات ترمیمی است. اقدام به موقع در فرآیند نگهداری و تعمیر روسازی موجب جلوگیری از شدت بیشتر خرابی و صرفه‌جویی هزینه‌های نگهداری و تعمیر روسازی می‌شود. برای استفاده از اقدامات ترمیمی ابتدا نیاز است تا هر یک از انواع خرابی روسازی‌های بتنی شناسایی شوند. به همین منظور، بخش ابتدایی این فصل به معرفی انواع خرابی روسازی‌های بتنی اختصاص یافته است. پس از معرفی انواع خرابی، اقدامات ترمیمی در حوزه نگهداری و تعمیر روسازی‌های بتنی معرفی می‌شوند.

۴-۲- انواع خرابی روسازی‌های بتنی

به‌طور کلی انواع خرابی در روسازی‌های بتنی را می‌توان در قالب خرابی‌های زیر طبقه‌بندی کرد:

آسیب‌دیدگی درزگیر[۱]، بیرون پریدگی[۲]، پایین‌افتادگی شانه[۳]، پلکانی‌شدن[۴]، ترک‌خوردگی ریز سطحی[۵] /شن‌زدگی[۶]، خردشدگی گوشه[۷]، خردشدگی درز[۸]، ترک‌خوردگی انقباضی[۹]، ترک‌خوردگی خطی[۱۰] (ترک‌های طولی، عرضی و قطری)، ترک‌خوردگی دوام[۱۱] (نوع "D")، ترکیدگی / کمانش[۱۲]، تقسیم دال[۱۳]، شکستگی گوشه[۱۴]، سوراخ شدگی[۱۵]، گذرگاه راه‌آهن[۱۶]، صیقلی شدن دانه‌ها[۱۷]، مکش[۱۸]، وصله‌کاری در سطح وسیع[۱۹] (بیشتر از ۰/۵ متر مربع) و کنده‌کاری، وصلهٔ کوچک[۲۰] (کمتر از ۰/۵ متر مربع).

در این فصل حروف L، M و H به ترتیب نشان‌دهنده شدت خرابی در سطوح کم، متوسط و زیاد می‌باشد.

1- Joint seal damage
2- Popouts
3- Lane/Shoulder-drop off
4- Faulting
5- Crazing / Map Cracking
6- Scaling
7- Corner spalling
8- Joint spalling
9- Shrinkage cracking
10- Linear cracking (longitudinal and transverse cracking)
11- Durability Cracking
12- Blowup/ Buckling
13- Divided Slab
14- Corner break
15- punchout
16- Rail road crossing
17- Polished aggregate
18- Pumping
19- Large patching and Utility cuts
20- Small patching

۴-۲-۱- آسیب‌دیدگی درزگیر[21]

آسیب‌دیدگی درزگیر به هر وضعیتی اطلاق می‌شود که موجب انباشته شدن خاک یا سنگ‌ریزه در درون درزها گردد و امکان نفوذ قابل ملاحظه آب را به داخل درز به‌وجود بیاورد. انباشت مواد تراکم ناپذیر، مانع از منبسط شدن دال در محل درز می‌گردد و ممکن است به کمانش، خرد شدگی منجر شود.

یک پرکننده (فیلر[22]) انعطاف‌پذیر که با لبه‌های دال پیوستگی داشته باشد، درزها را در مقابل انباشت مواد محافظت کرده و از نفوذ آب به پایین و نرم شدن خاک بستر تکیه‌گاه دال جلوگیری می‌کند. انواع متعارف آسیب‌دیدگی درزگیر عبارتند از:

- خالی شدن درزگیر (برهنه شدن[23])؛
- خارج شدن درزگیر تحت فشار؛
- رشد گیاهان هرز؛
- سفت شدن مواد پرکننده (اکسیداسیون)؛
- از بین رفتن پیوستگی درزگیر با لبه دال؛
- کمبود و یا نبود درزگیر در داخل درز.

سطح شدت خرابی آسیب‌دیدگی درزگیر به قرار زیر است (شکل ۴-۱):

L – وضعیت عمومی درزگیر در سرتاسر قطعه خوب است. درزگیر به نحو مطلوب عمل می‌کند و تنها آسیب مختصری مشاهده می‌شود. در این وضعیت نیاز به اقدام خاصی نیست.

M – وضعیت عمومی درزگیر در سرتاسر قطعه متوسط است و دارای یک یا چند نوع آسیب‌دیدگی در حد متوسط است. درزگیر باید در طی ۲ سال آینده تعویض شود.

H – وضعیت عمومی درزگیر در سرتاسر قطعه بد است و دارای یک یا چند نوع از آسیب‌دیدگی‌های مربوط به درزگیر است، که در حد شدید ظاهر می‌شوند. درزگیر باید فوراً تعویض شود.

21- Joint seal damage
22- Filler
23- Stripping of joint sealant

آسیب‌دیدگی درزگیر با شدت کم (L)

آسیب‌دیدگی درزگیر با شدت متوسط (M)

آسیب‌دیدگی درزگیر با شدت زیاد (H)

شکل ۴-۱- خرابی آسیب‌دیدگی درزگیر

۴-۲-۲- بیرون پریدگی[۲۴]

بیرون پریدگی هنگامی به وقوع می‌پیوندد که یخبندان – ذوب یخ همراه با انبساط دانه‌ها، باعث کنده‌شدن تکه‌های کوچک بتن از سطح روسازی شود. قطر یک بیرون پریدگی معمولاً ۲۵ تا ۱۰۰ میلی‌متر و عمق آن ۱۳ تا ۵۰ میلی‌متر است.

سطوح شدت این خرابی تعریف نشده است با این وجود بیرون پریدگی‌ها باید گسترش زیادی پیدا کرده باشند تا بتوان آنها را به‌عنوان یک خرابی محسوب کرد. بیرون پریدگی‌ها باید در سرتاسر دال بتنی بالغ بر ۳ بیرون پریدگی به ازای یک متر مربع سطح دال باشند.

تراکم بیرون پریدگی‌ها باید اندازه‌گیری شود. چنانچه کمترین شکی در این که میانگین تراکم بیشتر از ۳ بیرون پریدگی در هر متر مربع است وجود داشته، باید حداقل به‌طور تصادفی ۳ سطح ۱ متر مربعی کنترل شود. در صورتی‌که میانگین به‌دست آمده بزرگ‌تر از این باشد، این دال باید شمارش شود.

این خرابی در سطح شدت کم تا متوسط، نیاز به تعمیر ندارد. در صورتی که مقدار بیرون پریدگی زیاد باشد می‌توان با روش وصله پاره عمقی آن را اصلاح نمود (شکل ۴-۲).

شکل ۴-۲- بیرون پریدگی در روسازی بتنی

24- Popouts

۴-۲-۳- پایین افتادگی شانه[۲۵]

پایین افتادگی شانه عبارتست از اختلاف ارتفاع بین شانه‌ای که دچار نشست یا فرسایش شده است و لبهٔ خط عبوری روسازی. این اختلاف ارتفاع علاوه بر افزایش نفوذ آب می‌تواند خطری برای ایمنی به‌وجود آورد. سطوح شدت این خرابی عبارتند از (شکل ۴-۳):

L ـ اختلاف بین لبه روسازی و شانه بین ۲۵ تا ۵۰ میلی‌متر است.

M - اختلاف ارتفاع بین لبه روسازی و شانه بین ۵۰ تا ۱۰۰ میلی‌متر است.

H - اختلاف ارتفاع بین لبه روسازی و شانه بزرگ‌تر از ۱۰۰ میلی‌متر است.

میانگین افتادگی شانه با معدل گرفتن از حداکثر و حداقل افتادگی در امتداد طول دال محاسبه می‌شود. هر دالی که نشان‌دهندهٔ خرابی باشد به‌طور جداگانه اندازه‌گیری شده و به‌عنوان یک دال با سطح شدت مقتضی شمارش می‌شود.

برای رفع این خرابی باید شانه‌ها مجدداً تسطیح یا شیب‌بندی و پر شوند، به‌طوری که با خط عبوری هم‌تراز گردند.

پایین افتادگی شانه با شدت کم

پایین افتادگی شانه با شدت متوسط

پایین افتادگی شانه با شدت زیاد

شکل ۴-۳- خرابی پایین افتادگی شانه

۴-۲-۴- پلکانی‌شدن[۲۶]

پلکانی‌شدن عبارت است از اختلاف ارتفاع بین دو طرف یک درز. برخی از علل متداول برای پلکانی‌شدن عبارتند از:

- نشست در اثر ضعیف بودن بستر؛
- مکش یا فرسایش مصالح از زیر دال؛
- تابیدگی لبه‌های دال در اثر تغییرات درجه حرارت و رطوبت.

این نوع خرابی معمولاً در روسازی‌هایی اتفاق می‌افتد که هیچ وسیله انتقال باری (داول بار) در درزهای آنها وجود نداشته باشد. پلکانی‌شدن درزها موجب کاهش کیفیت رانندگی می‌شود.

25- Lane/Shoulder-drop off
26- Faulting

سطوح شدت این نوع خرابی برحسب اختلاف ارتفاع در دو طرف ترک یا درز در جدول (۴-۱) نشان داده شده است، شکل (۴-۴) نمایی از پدیده پلکانی‌شدن با سطوح شدت مختلف را نشان می‌دهد.

جدول ۴-۱- سطوح شدت برای خرابی پلکانی‌شدن

اختلاف ارتفاع (میلی‌متر)	سطح شدت
۳-۱۰	L
۱۰-۱۹	M
>۱۹	H

نحوه شمارش این خرابی به این صورت است که پلکانی‌شدن هر درز به‌عنوان یک دال شمارش می‌شود و تنها دال‌هایی شمارش می‌شوند که دچار خرابی شده باشند. پلکانی‌شدن ترک‌ها به‌عنوان خرابی محسوب نمی‌شود، بلکه هنگامی که شدت ترک را تعریف می‌کنند مورد ملاحظه قرار می‌گیرند.

در صورتی که شدت خرابی کم باشد، می‌تواند اقدامی انجام نگیرد یا سطح بالا آمده ساییده[۲۷] شود. همچنین اگر شدت خرابی در سطح متوسط تا زیاد قرار بگیرد، باید عملیات سایش انجام شود. باید در نظر داشت که در هر یک از سطوح شدت خرابی، چنانچه پلکانی‌شدن در اثر نشست یا از بین رفتن تکیه‌گاه به‌وجود آمده باشد، باید عملیات تثبیت دال (زیر اندود کردن دال) و نصب وسایل انتقال بار (مانند داول بار) بررسی شوند.

پلکانی‌شدن با شدت کم

پلکانی‌شدن با شدت متوسط

پلکانی‌شدن با شدت زیاد

شکل ۴-۴- خرابی پلکانی‌شدن روسازی‌های بتنی

۴-۲-۵- ترک‌خوردگی ریز سطحی[۲۸] /شن‌زدگی[۲۹]

ترک‌خوردگی ریز سطحی عبارت است از شبکه‌ای از ترک‌های ریز کم عمق که تنها در قسمت فوقانی رویه بتنی گسترش پیدا می‌کنند. این ترک‌ها یکدیگر را با زاویه حدوداً ۱۲۰ درجه قطع می‌کنند. ترک خوردگی سطحی معمولاً در اثر پرداخت بیش از حد سطح بتن به‌وجود می‌آید و ممکن است به شن‌زدگی سطح بتن (گسیختگی سطحی دال تا عمق ۶ تا ۱۳ میلی‌متر) منجر شود. شن‌زدگی همچنین می‌تواند در اثر پاشیدن نمک به‌منظور ذوب کردن یخ‌ها، اجرای

27- Grind
28- Crazing / Map Cracking
29- Scaling

نادرست، چرخه‌های یخبندان- ذوب یخ و نامرغوب بودن جنس سنگ‌دانه‌ها به‌وقوع بپیوندد. چنانچه علت شن‌زدگی، ترک‌خوردگی نوع D باشد (این نوع خرابی در بخش‌های بعدی معرفی شده است)، آن را باید تنها تحت آن خرابی به‌حساب آورد.

سطوح شدت این نوع خرابی به‌صورت زیر تعریف می‌شوند (شکل ۴-۵):

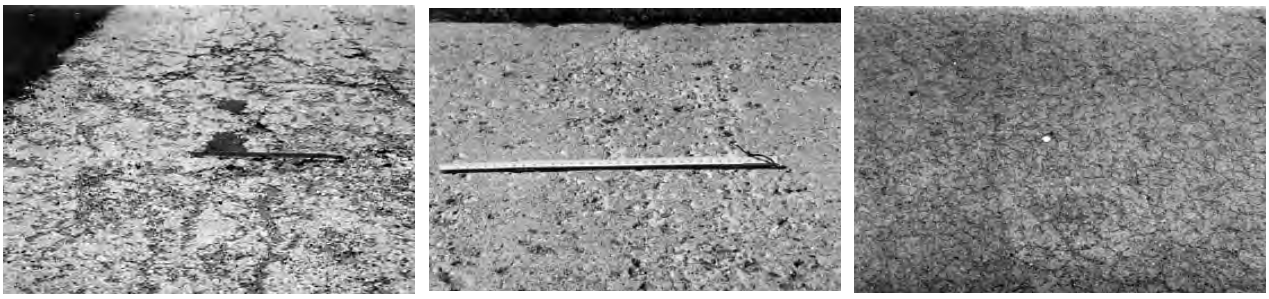
L - ترک‌خوردگی ریز سطحی بیشتر سطح دال را فرا گرفته است؛ سطح دال در وضعیت خوبی قرار دارد و تنها به مقدار ناچیزی، شن‌زده شده است.

M - کمتر از ۱۵ درصد دال شن‌زده شده است.

H - بیش از ۱۵ درصد سطح دال شن‌زده شده است.

نحوه شمارش بدین صورت است که هر دال شن‌زده به‌عنوان یک دال شمارش می‌شود. ترک‌خوردگی ریز سطحی با شدت کم را تنها هنگامی باید شمارش کرد که احتمال شن‌زدگی وجود داشته باشد و یا چند تکهٔ کوچک از سطح دال بیرون زده باشند.

برای رفع این نوع خرابی، در صورتی که شدت خرابی کم باشد، می‌توان اقدامی انجام نداد. همچنین اگر شدت خرابی در سطح متوسط باشد می‌توان اقدامی انجام نداد یا دال را جایگزین کرد. در صورتی که شدت خرابی زیاد باشد حسب مورد می‌توان از عملیات وصله پاره عمقی، وصله عمقی یا روکش استفاده کرد.



ترک‌خوردگی ریز سطحی/ شن‌زدگی با شدت کم | **ترک‌خوردگی ریز سطحی/ شن‌زدگی با شدت متوسط** | **ترک‌خوردگی ریز سطحی/ شن‌زدگی با شدت زیاد**

شکل ۴-۵- خرابی ترک‌خوردگی ریز سطحی/ شن‌زدگی رویه‌های بتنی

۴-۲-۶- خردشدگی گوشه[30]

خردشدگی گوشه عبارت است از گسیختگی دال تا فاصله ۰/۵ متری از گوشه آن. تفاوت خردشدگی گوشه با شکستگی گوشه در آن است که خردشدگی معمولاً به‌طور افقی گسترش می‌یابد و درز را تحت یک زاویه معین قطع می‌کند، در حالی که شکستگی به‌طور عمودی در عمق دال گسترش پیدا می‌کند.

30- Corner spalling

خردشدگی‌هایی که فاصله ترک تا گوشه در آنها در دو طرف کمتر از ۱۳۰ میلی‌متر است را نباید شمارش کرد. سطوح شدت این نوع خرابی در جدول (۴-۲) تعریف شده‌اند. شکل (۴-۶) نیز نمایی از این خرابی با سطوح شدت مختلف را نشان می‌دهد. خردشدگی‌هایی را که سطح آنها از ترک تا گوشه در هر دو طرف کمتر از ۶۵۰۰ میلی‌متر مربع است را نباید به حساب آورد.

جدول ۴-۲- سطوح شدت برای خردشدگی گوشه

عمق خردشدگی (میلی‌متر)	ابعاد اضلاع خردشدگی (میلیمتر)	
	۳۰۰×۳۰۰ تا ۱۳۰×۱۳۰	>۳۰۰×۳۰۰
<۲۵	L	L
۲۵-۵۰	L	M
>۵۰	M	H

چنانچه در یک دال یک یا چند خردشدگی گوشه با شدت یکسان وجود داشته باشد، این دال به‌عنوان یک دال با خردشدگی گوشه شمارش می‌شود. چنانچه بیش از یک سطح شدت وجود داشته باشد، آن به‌عنوان یک دال با بالاترین سطح شدت شمارش می‌شود.

این خرابی در سطح شدت کم نیاز به تعمیر ندارد. در صورتی که شدت خرابی متوسط یا زیاد باشد می‌توان از روش وصله پاره عمقی آن را اصلاح نمود.

خردشدگی گوشه با شدت کم

خردشدگی گوشه با شدت متوسط

خردشدگی گوشه با شدت زیاد

شکل ۴-۶- نمایی از خرابی خردشدگی گوشه با شدت‌های مختلف

۴-۲-۷- خردشدگی درز[31]

خردشدگی درز عبارت است از گسیختگی لبه‌های دال تا فاصله ۰/۵ متری از درز. خردشدگی درز معمولاً به‌طور عمودی در عمق ضخامت دال گسترش پیدا نمی‌کند، بلکه درز را به‌صورت مورب قطع می‌کند. خردشدگی از عوامل زیر ناشی می‌شود:

۱ـ تنش بیش از حد در محل درز در اثر بارگذاری ترافیکی یا در اثر نفوذ مصالح تراکم ناپذیر؛

31- Joint spalling

۲ـ ضعیف شدن بتن در محل درز در اثر قرار گرفتن مدت زیاد در معرض بارهای وارده؛

۳ـ انباشته شدن آب در داخل درز و عمل یخبندان ـ ذوب یخ.

سطوح شدت این خرابی در جدول (۴-۳) تعریف شده‌اند. شدت فرسایش یک درز که در آن بتن در امتداد کل آن ساییده شده باشد، به‌عنوان کم درجه‌بندی می‌شود. نمونه‌ای از شدت خرابی‌های این نوع خردشدگی در شکل (۴-۷) مشاهده می‌شود.

چنانچه خردشدگی در امتداد لبه یک دال ظاهر شود، آن را به‌عنوان یک دال دارای خردشدگی درز شمارش می‌کنند. چنانچه خردشدگی در امتداد بیش از یک لبه درز دال ظاهر شود، درز با بالاترین سطح شدت شمارش شده و به‌عنوان یک دال ثبت می‌شود. خردشدگی درز می‌تواند در امتداد لبه‌های دو دال مجاور نیز به‌وقوع بپیوندد. در این حالت هر یک از دال‌ها را به فرض آنکه دارای خردشدگی درز است به‌طور جداگانه شمارش می‌کنند.

برای رفع این خرابی با شدت کم، می‌توان اقدامی انجام نداد. برای خرابی با شدت متوسط می‌توان از عملیات وصله پاره عمقی و برای خرابی در سطح شدت زیاد از عملیات وصله پاره عمقی یا بازسازی درز استفاده کرد.

جدول ۴-۳- سطوح شدت خردشدگی لبه

وضعیت تکه‌های خردشدگی	عرض خردشدگی (میلی‌متر)	طول خردشدگی (متر)	
		<۰/۵	>۰/۵
به هم چسبیده – به آسانی قابل جدا کردن نیستند (ممکن است تعدادی از تکه‌ها مفقود و سرجای خود نباشند)	<۱۰۰	L	L
	>۱۰۰	L	L
سست – قابل جدا کردن می‌باشند و برخی از تکه‌های سرجای خود نیستند. چنانچه اغلب یا تمامی تکه‌ها مفقود باشند خردشدگی کم عمق است (کمتر از ۲۵ میلی‌متر)	<۱۰۰	L	M
	>۱۰۰	L	M
اغلب یا تمامی تکه‌ها جدا شده‌اند	<۱۰۰	L	M
	>۱۰۰	M	H

خردشدگی درز با شدت کم

خردشدگی درز با شدت متوسط

خردشدگی درز با شدت زیاد

شکل ۴-۷- خرابی خردشدگی درز

۴-۲-۸- ترک‌خوردگی انقباضی[۳۲]

ترک‌های انقباضی عبارتند از ترک‌های تار مویی که معمولاً طول کمتر از ۲ متر داشته و در سرتاسر طول دال امتداد نمی‌یابند. آنها در طی گیرش و عمل‌آوری بتن شکل گرفته و معمولاً در کل ضخامت دال گسترش پیدا نمی‌کنند (شکل ۴-۸).

برای این نوع خرابی سطوح شدت مشخصی تعریف نمی‌شود، بلکه تشخیص نوع خرابی به تنهایی کفایت می‌کند. چنانچه یک یا چند ترک انقباضی در یک دال معین وجود داشته باشند، دال را به‌عنوان یک دال دارای ترک‌های انقباضی شمارش می‌کنند. این نوع خرابی در هر سطح شدتی که باشد، نیازی به تعمیر ندارد.

شکل ۴-۸- ترک انقباضی

۴-۲-۹- ترک‌خوردگی خطی[۳۳] (ترک‌های طولی، عرضی و قطری)

این ترک‌ها که دال را به دو یا سه تکه تقسیم می‌کنند، معمولاً در اثر ترکیبی از عوامل از جمله تکرار بارگذاری ترافیکی، تابیدگی ناشی از تغییرات دما و تکرار بارگذاری ناشی از رطوبت به‌وجود می‌آیند (دال‌هایی که به چهار تکه یا بیشتر تقسیم شده‌اند به‌عنوان دال تقسیم شده شمارش می‌شوند). ترک‌های با شدت کم معمولاً از تابیدگی یا اصطکاک ناشی می‌شوند و به‌عنوان خرابی اصلی سازه‌ای به حساب نمی‌آیند. ترک‌های با شدت متوسط یا زیاد معمولاً ترک‌های فعال بوده و بعنوان خرابی اصلی سازه‌ای محسوب می‌شوند. ترک‌های تارمویی که تنها چند متر طول دارند و در سرتاسر طول دال امتداد نمی‌یابند، به‌عنوان ترک‌های انقباضی محسوب می‌شوند.

32- Shrinkage cracking
33- Linear cracking (longitudinal and transverse cracking)

سطوح شدت این خرابی به‌صورت زیر تعریف می‌شوند (شکل ۴-۹):

دال‌های غیر مسلح

L- ترک‌های پر نشده، کوچک‌تر یا مساوی ۱۳ میلی‌متر یا ترک‌های پر شده با هر عرض که مصالح پرکننده در وضع رضایت‌بخشی قرار داشته و پلکانی‌شدن به چشم نخورد.

M- یکی از شرایط زیر برقرار باشد:

۱- ترک پرنشده با عرض بین ۱۳ تا ۵۰ میلی‌متر؛

۲- ترک پرنشده با عرض تا ۵۰ میلی‌متر و پلکانی‌شدن کمتر از ۱۰ میلی‌متر؛

۳- ترک پرشده با هر عرض و پلکانی‌شدن کمتر از ۱۰ میلی‌متر.

H - یکی از شرایط زیر برقرار است:

۱- ترک پرنشده به عرض بزرگ‌تر از ۵۰ میلی‌متر؛

۲- ترک پرشده یا پرنشده با هر عرض و پلکانی شدن بیشتر از ۱۰ میلی‌متر.

دال‌های مسلح

L - ترک‌های پرنشده به عرض ۳ تا ۲۵ میلی‌متر، ترک‌های پر شده با هر عرض و مصالح پرکننده در وضعیت رضایت-بخش و عدم پلکانی‌شدن.

M ـ یکی از شرایط زیر برقرار باشد:

۱ـ ترک پر نشده بین ۲۵ و ۷۵ میلی‌متر؛

۲ـ ترک پر نشده با هر عرض تا ۷۵ میلی‌متر و پلکانی‌شدن کمتر از ۱۰ میلی‌متر؛

۳ـ ترک پر شده با هر عرض و پلکانی‌شدن کمتر از ۱۰ میلی‌متر.

H ـ یکی از شرایط زیر برقرار است:

۱ـ ترک پر نشده به عرض بزرگ‌تر از ۷۵ میلی‌متر؛

۲ـ ترک پر شده یا پر نشده بدون در نظر گرفتن عرض و پلکانی‌شدن بیشتر از ۱۰ میلی‌متر.

نحوه شمارش این خرابی بدین صورت است که پس از آنکه یکی از سطوح شدت تشخیص داده شد، خرابی به‌عنوان یک دال ثبت می‌شود. چنانچه در داخل یک دال ۲ ترک با شدت متوسط وجود داشته باشد، این دال برای یک ترک با شدت زیاد شمارش می‌شود. دال‌هایی که به ۴ تکه یا بیشتر تقیسم شده‌اند، به‌عنوان دال تقسیم شده حساب می‌شوند. در دال‌های مسلح ترک‌های با عرض کمتر از ۳ میلی‌متر به‌عنوان ترک‌های انقباضی محسوب می‌شوند. دال‌هایی که طول آنها بیشتر از ۹ متر است به دال‌هایی تقریباً با طول‌های مساوی دارای درزهایی که بی‌عیب و نقص می‌باشند، تقسیم می‌شوند.

برای تعمیر این نوع خرابی، در صورتی که خرابی در سطح شدت کم باشد می‌توان اقدامی انجام نداد یا ترک‌های با عرض بیشتر از ۳ میلی‌متر پر شوند. چنانچه شدت خرابی در سطح متوسط باشد، ترک‌ها پر می‌شوند. اگر شدت خرابی زیاد باشد ترک‌ها پر می‌شوند یا وصله عمقی انجام می‌شود یا دال تعویض می‌گردد.

ترک‌خوردگی خطی با شدت کم

ترک‌خوردگی خطی با شدت متوسط

ترک‌خوردگی خطی با شدت زیاد

شکل ۴-۹- خرابی ترک‌خوردگی خطی

۴-۲-۱۰- ترک‌خوردگی دوام[۳۴] (نوع "D")

ترک خوردگی نوع "D"، به علت انبساط سنگ‌دانه‌های بزرگ در اثر بخبندان / ذوب یخ به‌وجود می‌آید که در طول زمان به‌تدریج به از هم پاشیدن بتن می‌انجامد. این خرابی معمولاً به‌صورت الگویی از ترک‌ها که به موازات و در مجاورت یک درز یا ترک خطی امتداد می‌یابند، ظاهر می‌شود. از آنجایی که بتن در نزدیکی درزها و ترک‌ها اشباع می‌شود، معمولاً در اطراف ترک‌های ریز نوع "D"، رسوبات تیره رنگی یافت می‌شوند. این نوع خرابی ممکن است در نهایت به از هم پاشیدن تمامی دال منجر شود.

سطوح شدت این نوع خرابی به‌صورت زیر تعریف می‌شود (شکل ۴-۱۰):

L – ترک‌های نوع D که کمتر از ۱۵ درصد سطح دال را در بر می‌گیرند. اغلب ترک‌ها محکم و بدون حرکت هستند، با وجود این ممکن است تکه‌های محدودی از جای خود بیرون آمده باشند.

M – یکی از شرایط زیر برقرار باشد:

۱- ترک‌های نوع D که کمتر از ۱۵ درصد سطح دال را در بر می‌گیرند. اغلب تکه‌ها از جای خود بیرون آمده یا به آسانی قابل بیرون آوردن می‌باشند.

۲- ترک‌های نوع D که بیشتر از ۱۵ درصد سطح دال را در برمی‌گیرند، اغلب محکم و بدون حرکت هستند ولی ممکن است تکه‌های معدودی از جای بیرون آمده یا به آسانی قابل بیرون آوردن باشند.

34- Durability Cracking

H – ترک‌های نوع D که بیش از ۱۵ درصد سطح دال را در برمی‌گیرند و اغلب تکه‌ها از جا بیرون زده و یا به آسانی قابل بیرون آوردن هستند.

برای شمارش خرابی، در صورتی که خرابی با یک سطح شدت درجه‌بندی شده باشد، آن را به‌عنوان یک دال شمارش می‌کنند. چنانچه بیش از یک سطح شدت وجود داشته باشد، سطح شدت بالاتر را در نظر می‌گیرند. برای مثال چنانچه در یک دال ترک‌خوردگی نوع D با شدت کم و متوسط وجود داشته باشد، این دال تنها به‌عنوان ترک‌خوردگی با شدت متوسط شمارش می‌شود.

ترک‌خوردگی دوام با شدت کم **ترک‌خوردگی دوام با شدت متوسط** **ترک‌خوردگی دوام با شدت زیاد**

شکل ۴-۱۰- خرابی ترک‌خوردگی دوام (ترک خوردگی نوع D)

در صورتی که شدت این نوع خرابی کم باشد، نیاز به اقدام خاصی نیست. چنانچه شدت خرابی در سطح متوسط باشد از وصله عمقی یا بازسازی درزها استفاده می‌شود و اگر شدت خرابی زیاد باشد، وصله عمقی، بازسازی درزها یا تعویض دال انجام می‌شود.

۴-۲-۱۱- ترکیدگی / کمانش[۳۵]

ترکیدگی یا کمانش در هوای گرم معمولاً هنگامی به‌وقوع می‌پیوندد که عرض درز یا ترک عرضی به اندازهٔ کافی نباشد تا دال بتواند منبسط شود. کافی نبودن عرض درز معمولاً از نفوذ مواد تراکم‌ناپذیر به داخل درز ناشی می‌شود. در صورتی که تنش ناشی از انبساط به اندازهٔ کافی آزاد نشود، لبه‌های دال به‌صورت موضعی به طرف بالا تاب می‌خورد و یا اینکه، در اطراف درز، دال خرد می‌شود. کمانش و ترکیدگی در محل کنده‌کاری‌ها و ورودی زهکشی‌ها نیز اتفاق می افتد.

سطوح شدت این نوع خرابی به‌صورت زیر تعریف می‌شود (شکل ۴-۱۱):

L ـ کمانش یا خردشدگی دال موجب افت کم در کیفیت سواری می‌شود.

M- کمانش یا تکه تکه شدن دال موجب افت متوسط در کیفیت سواری می‌گردد.

H- کمانش یا تکه تکه شدن دال موجب افت خیلی زیاد کیفیت سواری می‌شود.

35- Blowup/ Buckling

برای شمارش این خرابی، هرگاه ترکیدگی در محل یک ترک اتفاق بیافتد آن را برای یک دال ثبت می‌کنند. در عین حال چنانچه ترکیدگی در محل یک درز به‌وقوع بپیوندد و هر دو دال را تحت تأثیر قرار دهد، آنگاه خرابی را برای هر دو دال ثبت می‌کنند. در صورتی که ترکیدگی، روسازی را به‌صورتی غیرقابل استفاده در بیاورد، آن را فوراً باید تعمیر کرد.

در صورتی که شدت خرابی کم باشد، اقدام خاصی نیاز نیست. چنانچه شدت خرابی متوسط یا زیاد باشد لازم است وصله عمقی یا تعویض دال انجام شود.

ترکیدگی/کمانش با شدت کم

ترکیدگی/کمانش با شدت متوسط

ترکیدگی/کمانش با شدت زیاد

شکل ۴-۱۱- خرابی ترکیدگی/کمانش

۴-۲-۱۲- تقسیم دال[۳۶]

در این نوع خرابی، دال در اثر بارگذاری بیش از حد و یا تکیه گاه ناکافی، به‌وسیله ترک‌هایی به ۴ تکه یا بیشتر تقسیم می‌شود. چنانچه کلیه ترک‌ها در داخل یک شکستگی گوشه قرار گرفته باشند، این خرابی به‌عنوان شکستگی شدید گوشه طبقه‌بندی می‌شود. سطوح شدت این نوع خرابی در جدول (۴-۴) تعریف شده‌اند. شکل (۴-۱۲) این نوع خرابی با شدت‌های مختلف را نشان می‌دهد.

جدول ۴-۴- سطوح شدت برای تقسیم دال

شدت اکثریت ترک‌ها	تعداد تکه‌ها در دال ترک خورده		
	۴-۵	۶-۸	۸ یا بیشتر
L	L	L	M
M	M	M	H
H	M	H	H

در شمارش این خرابی، چنانچه شدت تقسیم دال متوسط یا زیاد باشد، خرابی‌های دیگر به‌حساب آورده نمی‌شوند. در صورتی که شدت این نوع خرابی کم باشد، می‌توان اقدام خاصی انجام نداد یا ترک‌های بزرگ‌تر از ۳ میلی‌متر پر شوند. چنانچه شدت خرابی متوسط یا زیاد باشد لازم است دال تعویض شود.

36- Divided Slab

تقسیم دال با شدت کم

تقسیم دال با شدت متوسط

تقسیم دال با شدت زیاد

شکل ۴-۱۲- خرابی تقسیم دال

۴-۲-۱۳- شکستگی گوشه[۳۷]

شکستگی گوشه به ترکی اطلاق می‌شود، که درزهای دال را نسبت به گوشه دال در فاصله‌ای حداکثر مساوی با نصف طول دال از دو طرف قطع نماید. برای نمونه دالی به ابعاد ۳/۷×۶/۱ متر که دارای یک ترک به فاصله ۱/۵ متر در یک طرف و به فاصله ۳/۷ متر در طرف دیگر است را نمی‌توان به‌عنوان دالی که دچار شکستگی گوشه است، به حساب آورد، بلکه این دال دارای یک ترک قطری است. در حالی که ترکی که درزها را به فاصلهٔ ۱/۲ متر در یک طرف و به فاصله ۲/۴ متر در طرف دیگر قطع می‌کند را می‌توان به‌عنوان شکستگی گوشه به حساب آورد. تفاوت شکستگی گوشه با خردشدگی گوشه در آن است که در مورد اول، ترک کل ضخامت دال را به‌طور عمودی قطع می‌کند، در حالی که درمورد خردشدگی گوشه، ترک درز را به‌طور مایل قطع می‌کند.

معمولاً تکرار بارگذاری همراه با از بین رفتن تکیه‌گاه و تنش‌های ناشی از تابیدگی باعث ایجاد شکستگی گوشه می‌شوند.

سطوح شدت این نوع خرابی به‌صورت زیر تعریف می‌شوند (شکل ۴-۱۳):

L- شکستگی به‌وسیله یک ترک با شدت کم (برای شدت‌های مختلف ترک به تعریف ترک‌خوردگی طولی مراجعه شود) مشخص می‌شود و ناحیه بین شکستگی و درزها یا اصلاً بدون ترک‌خوردگی است و یا ممکن است دارای ترک-خوردگی کم باشد.

M- شکستگی به‌وسیله یک ترک با شدت متوسط مشخص می‌شود و یا ناحیه بین شکستگی و درزها دارای یک ترک متوسط است.

H- شکستگی به‌وسیله یک ترک با شدت زیاد مشخص می‌شود و یا ناحیه بین شکستگی و درزها دارای ترک‌خوردگی زیاد است.

برای شمارش این خرابی، دالی را که دچار خرابی شده است، تحت شرایط زیر به‌عنوان یک دال شمارش می‌کنند:

- دارای یک شکستگی گوشه باشد؛

37- Corner break

- دارای بیش از یک شکستگی گوشه با شدت معین باشد؛

- دارای دو شکستگی یا بیشتر با شدت‌های گوناگون باشد، در این حالت باید بالاترین سطح شدت ثبت شود. برای نمونه دالی که هم دارای شکستگی گوشه با شدت کم و هم شدت متوسط است، باید به‌عنوان یک دال با شکستگی متوسط گوشه شمارش شود.

در صورتی که شدت این نوع خرابی کم باشد، می‌توان اقدام خاصی انجام نداد یا ترک‌های بزرگ‌تر از ۳ میلی‌متر پر شوند. چنانچه شدت خرابی متوسط باشد می‌توان ترک‌ها را پر کرد یا وصله عمقی انجام داد. همچنین برای حالتی که شدت خرابی زیاد باشد از وصله عمقی استفاده می‌شود.

شکستگی گوشه با شدت کم

شکستگی گوشه با شدت متوسط

شکستگی گوشه با شدت زیاد

شکل ۴-۱۳- خرابی شکستگی گوشه

۴-۲-۱۴- سوراخ شدگی[۳۸]

این خرابی عبارت است از یک منطقه محدود از دال که به‌صورت تکه تکه در آمده باشد. سوراخ شدگی می‌تواند، در شکل‌ها و فرم‌های گوناگون ظاهر شود. ولی معمولاً به‌وسیله یک ترک یا درز و یا دو ترک به فاصلهٔ کمی از یکدیگر (معمولاً ۱/۵ متر) مشخص می‌شود. این خرابی در اثر تکرار بارگذاری سنگین، ناکافی بودن ضخامت دال، از میان رفتن تکیه‌گاه و یا یک عیب موضعی ناشی از اجرای نامناسب بتن (مثلاً کرموشدن) به‌وجود می‌آید. سطوح شدت این خرابی بر اساس شدت ترک‌ها، در جدول (۴-۵) تعریف شده‌اند.

38- Punchout

در روسازی‌های مسلح پیوسته این نوع خرابی به دلیل شکستگی فولاد طولی در امتداد سطوح ترک‌های نزدیک به یکدیگر، اتفاق می‌افتد که بر اثر آن قطعه کوچکی از بتن به لایه زیراساس منگنه[۳۹] می‌شود (شکل ۴-۱۴).

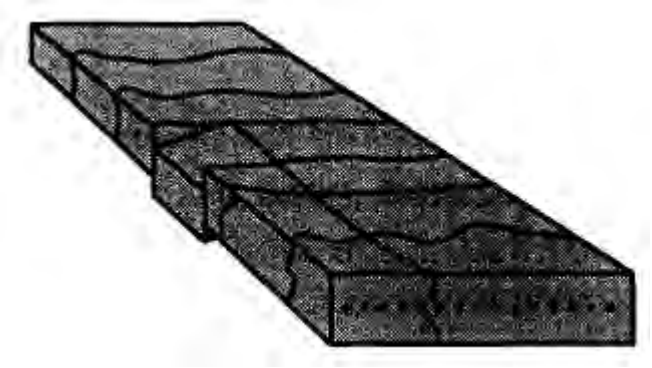
شکل (۴-۱۵) نیز نماهایی از سطوح شدت این نوع خرابی را نشان می‌دهد.

جدول ۴-۵- سطوح شدت برای سوراخ شدگی

شدت اکثریت ترک‌ها	تعداد تکه‌ها		
	۲-۳	۴-۵	بیشتر از ۵
L	L	L	M
M	L	M	H
H	M	H	H

برای شمارش این خرابی، چنانچه دال دارای یک یا چند سوراخ شدگی باشد، سوراخ شدگی با شدیدترین سطح را برای آن دال منظور و دال را شمارش می‌کنند.

در صورتی که شدت این نوع خرابی کم باشد، می‌توان اقدام خاصی انجام نداد یا ترک‌ها را پر کرد. چنانچه شدت خرابی متوسط یا زیاد باشد، باید از وصله عمقی استفاده شود.



شکل ۴-۱۴- خرابی سوراخ‌شدگی در روسازی بتنی مسلح پیوسته

سوراخ‌شدگی با شدت کم **سوراخ‌شدگی با شدت متوسط** **سوراخ‌شدگی با شدت زیاد**

شکل ۴-۱۵- خرابی سوراخ‌شدگی در روسازی بتنی

39- Punch

۴-۲-۱۵- گذرگاه راه‌آهن[40]

خرابی گذرگاه راه‌آهن به‌وسیله تورفتگی‌ها یا برآمدگی‌های کناره‌های خط آهن مشخص می‌شود. سطوح شدت این خرابی به‌صورت زیر تعریف می‌شود:

L- «گذرگاه راه آهن» موجب افت کم در کیفیت رانندگی می‌گردد.

M- «گذرگاه راه آهن» موجب افت متوسط در کیفیت رانندگی می‌گردد.

H- «گذرگاه راه آهن» موجب افت زیاد در کیفیت رانندگی می‌گردد.

برای شمارش این خرابی، تعداد دال‌هایی که بوسیله خطوط راه آهن قطع می‌شوند، مد نظر قرار می‌گیرند. هر برآمدگی بزرگی که بوسیله خطوط راه آهن به‌وجود آمده باشد، باید به‌عنوان جزیی از خرابی شمارش شود.

در سطح شدت کم این خرابی نیاز به اقدام خاصی نیست ولی در سطوح شدت متوسط و زیاد، وصله پاره عمقی یا بازسازی گذرگاه انجام می‌شود.

۴-۲-۱۶- صیقلی‌شدن دانه‌ها[41]

این خرابی در اثر تکرار بارگذاری ترافیکی به‌وجود می‌آید. در صورتی که سطح دانه‌ها صاف باشند، اصطکاک آنها با چرخ‌های وسیله نقلیه به‌طور قابل ملاحظه‌ای کاهش پیدا می‌کند. در این نوع خرابی، درصد دانه‌های صیقلی شده‌ای که نوک آن از سطح بتن بیرون می‌زند، کم است و سنگ‌دانه‌های سطح بتن صاف بوده و اصطکاک کمی دارند. هنگامی که عدد به‌دست آمده در یک آزمایش مقاومت در برابر لغزندگی کوچک باشد و یا به میزان قابل ملاحظه‌ای نسبت به ارزیابی قبلی کاهش یافته باشد، می‌توان گفت که این نوع خرابی بروز کرده است. هیچ‌گونه درجه‌بندی برای شدت این نوع خرابی تعریف نشده است. با این وجود درجه صیقلی شدن برای آنکه بتوان آن را در بررسی وضعیت دخالت داد، باید در حد قابل ملاحظه‌ای باشد. برای شمارش این نوع خرابی، هر دال دارای دانه‌های صیقلی شده، به‌عنوان یک دال شمارش می‌شود. برای رفع این خرابی سطح روسازی شیارکشی یا روکش می‌شود.

۴-۲-۱۷- مکش (پامپینگ)[42]

مکش (پامپینگ) عبارت است از خروج مصالح بستر دال، از میان درزها یا ترک‌ها. علت این پدیده، تغییر شکل دال در اثر عبور بار می‌باشد. به محض آنکه باری از روی یک درز عبور می‌کند، ابتدا آب موجود در زیر دال تحت فشار قرار گرفته و سپس با فشار به زیر دال مجاور رانده می‌شود. این عمل باعث فرسایش و در نهایت جابجایی و خروج ذرات خاک به همراه آب از زیر دال و ایجاد حفره در زیر دال شده و به‌نحو فزاینده‌ای به از بین رفتن تکیه‌گاه روسازی منجر می‌شود.

40- Rail road crossing

41- Polished aggregate

42- Pumping

مکش را می‌توان از طریق لکه‌هایی که در سطح روسازی به‌وجود می‌آید و ظاهر شدن مصالح زیراساس یا بستر بر روی سطح روسازی در نزدیکی درزها یا ترک‌ها تشخیص داد (شکل ۴-۱۶). مکش در نزدیکی درزها در اثر سستی مصالح درزگیر بوجود می‌آید و نشانه‌ای برای از میان رفتن تکیه‌گاه است؛ در این حالت تکرار بارگذاری ممکن است، باعث به‌وجود آمدن ترک شود. مکش در امتداد لبه دال نیز می‌تواند به‌وقوع بپیوندد و باعث از میان رفتن تکیه‌گاه شود.

هیچ‌گونه سطح شدتی برای مکش تعریف نمی‌شود. تشخیص وجود این نوع خرابی به تنهایی کفایت می‌کند.

برای شمارش این خرابی، هر درز مکنده بین دو دال به‌عنوان دو دال شمارش می‌شود. در هر حال چنانچه درزهای باقیماندهٔ اطراف دال نیز دچار مکش شده باشند، به ازای هر درز اضافی یک دال اضافه می‌شود.

برای رفع این خرابی می‌توان دال را تثبیت (زیراندود)، درز و ترک‌ها را درزگیری و انتقال نیرو را مجدداً برقرار نمود.

شکل ۴-۱۶- خرابی مکش

۴-۲-۱۸- وصله‌کاری در سطح وسیع[43] (بیشتر از ۰/۵ متر مربع) و کنده‌کاری

وصله (لکه‌گیری) به سطحی اطلاق می‌شود که در آن قسمتی از روسازی اولیه برداشته شده و به‌وسیله مصالح پرکننده جایگزین می‌گردد. کنده‌کاری عبارت از وصله‌ای است که به‌جای روسازی اولیه، پس از آنکه عملیات نصب یا نگهداری تأسیسات زیرزمینی انجام شده قرار گرفته است. سطوح شدت کنده‌کاری همان سطوح شدت برای وصله‌کاری است. سطوح شدت این خرابی به‌صورت زیر تعریف می‌شود (شکل ۴-۱۶):

L- وصله وظیفه خود را به‌خوبی انجام می‌دهد، بدون اضمحلال یا با اضمحلال کم.

M- وصله تا حدی مضمحل شده است و یا در اطراف لبه‌ها، خردشدگی متوسط به چشم می‌خورد. مصالح وصله را می‌توان با تلاش زیاد از جای خود بیرون آورد.

43- Large patching and Utility cuts

H- وصله به شدت مضمحل شده است. گستردگی اضمحلال تعویض دال را ایجاب می‌کند.

برای شمارش این خرابی، چنانچه تنها یک دال، دارای یک یا چند وصله با سطوح شدت یکسان باشد، آن را به‌عنوان یک دال دارای این خرابی شمارش می‌کنند. چنانچه فقط در یک دال، بیشتر از یک سطح شدت وجود داشته باشد، آن را به‌عنوان یک دال با سطح شدت بالاتر شمارش می‌کنند.

برای ترمیم این خرابی در شدت کم نیاز به اقدام خاصی نیست. در سطح شدت متوسط باید ترک‌ها درزگیری و یا وصله‌ها تعویض شوند. در سطح شدت زیاد نیز وصله‌ها تعویض می‌شوند.

وصله بزرگ و کنده‌کاری با شدت کم

وصله بزرگ و کنده‌کاری با شدت متوسط

وصله بزرگ و کنده‌کاری با شدت زیاد

شکل ۴-۱۶- خرابی وصله بزرگ و کنده‌کاری

۴-۲-۱۹- وصلهٔ کوچک[44] (کمتر از ۰/۵ متر مربع)

وصله عبارت است از سطحی که در آن روسازی اولیه برداشته شده و به‌وسیله مصالح پرکننده جایگزین شده است.

سطوح شدت این خرابی به‌صورت زیر تعریف می‌شود (شکل ۴-۱۷):

L- وصله به‌خوبی انجام وظیفه کرده و اضمحلال کمی داشته و یا بدون اضمحلال است.

M- وصله تا حدی دچار اضمحلال شده است، مصالح وصله را می‌توان با تلاش زیاد از جای خود بیرون آورد.

H- وصله به شدت مضمحل شده است. گستردگی اضمحلال تعویض دال را ایجاب می‌کند.

برای شمارش این خرابی، چنانچه در یک دال، یک یا چند وصله با شدت یکسان باشد، آن را به‌عنوان یک دال دارای این خرابی شمارش می‌کنند. چنانچه در یک دال، بیش از یک سطح شدت موجود باشد، آن را به‌عنوان یک دال با سطح شدت بالاتر شمارش می‌کنند.

برای ترمیم این خرابی در شدت کم، نیاز به اقدام خاصی نیست. در سطح شدت متوسط نیز می‌توان اقدام به‌عمل نیاورد یا وصله را تعویض نمود. در سطح شدت زیاد وصله‌ها باید تعویض شوند.

44- Small patching

خرابی وصله کوچک با شدت کم

خرابی وصله کوچک با شدت متوسط

خرابی وصله کوچک با شدت زیاد

شکل ۴-۱۷- خرابی وصله کوچک

۴-۳- اقدامات ترمیمی در روسازی‌های بتنی

اقدامات ترمیمی که در این بخش به آن پرداخته می‌شود، عبارتند از: ۱) درزگیری مجدد درزها و ترک‌ها؛ ۲) وصله پاره عمقی؛ ۳) وصله عمیق؛ ۴) تقویت با میلگردهای انتقال بار؛ ۵) دوخت متقاطع ۶) ساییدن؛ ۷) شیارزدن؛ ۸) تثبیت دال؛ ۹) بالاآوردن دال. این اقدامات ترمیمی برای احیای ظرفیت باربری یا ارتقای کیفیت سطح روسازی بتنی انجام می‌شوند.

۴-۳-۱- درزگیری مجدد درزها و ترک‌ها[45]

یکی از اقدامات مهم در فرآیند نگهداری و تعمیر روسازی‌های بتنی، درزگیری مجدد درزها است. به‌عنوان یک قاعده کلی می‌توان گفت که تقریباً مواد درزگیر قبل از اتمام عمر بتن، خراب می‌شوند؛ بنابراین همواره احیای مجدد درزگیری‌ها یک امر اجتناب‌ناپذیر خواهد بود.

۴-۳-۱-۱- تصمیم‌گیری درخصوص درزگیری مجدد

معمولاً درزگیرهای مایع داغ[46] باید بعد از مدت ۳ تا ۵ سال تعویض شوند. درزگیرهای سیلیکونی[47] می‌توانند ۸ تا ۱۰ سال دوام داشته باشند و عمر خدمت‌دهی درزگیرهای فشاری[48] نیز بین ۱۵ تا ۲۰ سال است.

تجربه نشان می‌دهد با اضمحلال مقدار معینی از مواد درزگیر (۲۵ تا ۵۰ درصد) نفوذ آب و یا مصالح تراکم‌ناپذیر به محل درز تشدید می‌شود و در چنین شرایطی خرابی درز اتفاق می‌افتد. پیشنهاد می‌شود برای رسیدن به این نتیجه که آیا آب‌بندی مجدد درز ضرورت داد یا خیر، مواردی مانند وضعیت روسازی و درزگیر، سطح ترافیک و شرایط آب و هوایی نیز مد نظر قرار گیرد. برای این منظور می‌توان از جدول (۴-۶) به‌عنوان راهنمایی استفاده کرد. برای استفاده از این

45- Resealing pavement joints (& cracks)
46- Hot-pour sealants
47- Silicone sealants
48- Compression seals

جدول، ابتدا لازم است بر اساس مطالب مندرج در بندهای (الف) تا (د) که در ادامه آمده است، وضعیت درزگیر، وضعیت روسازی، سطح ترافیک و ناحیه آب و هوایی مشخص شود. چنانچه بر اساس جدول (۴-۶)، لزوم درزگیری مجدد، در حالت «احتمالاً» ارزیابی شود، در این خصوص بر اساس قضاوت کارشناسی و تجارب قبلی تصمیم‌گیری می‌شود.

جدول ۴-۶- تصمیم‌گیری برای لزوم درزگیری مجدد در روسازی‌های بتنی

وضعیت درزگیر* (بند الف)	وضعیت روسازی (بند ب)	سطح ترافیک (بند ج)	ناحیه آب و هوایی (بند د)			
			یخبندان		غیر یخبندان	
			مرطوب	خشک	مرطوب	خشک
متوسط	خوب	سبک	احتمالا	احتمالا	احتمالا	احتمالا
متوسط	خوب	متوسط	بله	احتمالا	احتمالا	احتمالا
متوسط	خوب	سنگین	بله	بله	بله	احتمالا
متوسط	متوسط	سبک	بله	احتمالا	احتمالا	احتمالا
متوسط	متوسط	متوسط	بله	بله	بله	احتمالا
متوسط	متوسط	سنگین	بله	بله	بله	احتمالا
متوسط	ضعیف	سبک	احتمالا	احتمالا	احتمالا	احتمالا
متوسط	ضعیف	متوسط	بله	بله	بله	احتمالا
متوسط	ضعیف	سنگین	بله	بله	بله	بله
ضعیف	خوب	سبک	بله	احتمالا	احتمالا	احتمالا
ضعیف	خوب	متوسط	بله	بله	بله	احتمالا
ضعیف	خوب	سنگین	بله	بله	بله	بله
ضعیف	متوسط	سبک	بله	بله	بله	احتمالا
ضعیف	متوسط	متوسط	بله	بله	بله	بله
ضعیف	متوسط	سنگین	بله	بله	بله	بله
ضعیف	ضعیف	سبک	بله	بله	بله	احتمالا
ضعیف	ضعیف	متوسط	بله	بله	بله	بله
ضعیف	ضعیف	سنگین	بله	بله	بله	بله

* درزگیرهایی که در وضعیت خوب هستند، نیاز به تعویض ندارند.

الف- تعیین وضعیت درزگیر

تعیین وضعیت درزگیر، بر اساس گام‌های زیر مشخص می‌شود:

۱- حداقل تعداد ۱۰ درز که تا حد ممکن نشان‌دهنده وضعیت کلی درزگیرهای روسازی باشد، انتخاب می‌شود. چنانچه وضعیت درزگیر در قطعات مختلف روسازی تفاوت قابل ملاحظه‌ای با یکدیگر داشته

باشند، با تقسیم روسازی به قطعات مشابه (از نظر وضعیت درزگیر)، از هر قطعه ۵ تا ۱۰ درز انتخاب می‌گردد.

۲- از محل تعدادی از درزها، درزگیرهایی به طول ۵ سانتی‌متر به‌عنوان نمونه بریده شده و سپس عرض و عمق درز و ضخامت درزگیر اندازه‌گیری می‌شود.

۳- بر اساس سوابق موجود، نوع و عمر درزگیر و همچنین عرض درز و ضخامت درزگیر که در مرحله طراحی در نظر گرفته شده، یادداشت می‌شود.

۴- حداکثر فاصله بین درزها ثبت می‌شود.

۵- از محل درزهای انتخاب شده در گام اول، اطلاعات زیر به دقت یادداشت می‌شود:

۵-۱- مقاومت در برابر نفوذ آب (درصدی از طول کل درز است که آب می‌تواند وارد درز شود)؛

۵-۲- وجود سنگ (مقدار سنگ‌دانه و خارو خاشاکی که در درز مدفون شده است).

درصد کاهش مقاومت درزگیر در برابر نفوذ آب از رابطه (۴-۱) تعیین می‌شود.

$$\%L = \left[\frac{L_f}{L_{lot}}\right] \times 100 \qquad (۴-۱)$$

که در آن %L درصد طولی از درز است که آب وارد درز می‌شود، L_f طول کل قسمت‌هایی از درز است که امکان نفوذ آب فراهم است و L_{lot} طول کل درز است.

مقدار وجود سنگ در محل درز را می‌توان با استفاده از معیارهای زیر تعیین کرد:

کم: سنگ و یا ماسه به بالای درزگیر چسبیده (یا مواد به سطح فصل مشترک درزگیر و درز وارد شده‌اند)؛

متوسط: ماسه و یا خار و خاشاک به درزگیر چسبیده و مقداری خار و خاشاک به طور عمقی در درزگیر وارد شده (یا مواد به سطح بین درزگیر و دیواره درز وارد شده ولی به زیر درزگیر نفوذ نکرده است)؛

زیاد: ماسه و خار و خاشاک زیادی به درزگیر چسبیده و به‌طور عمقی در درزگیر نفوذ کرده یا درز را پر کرده است (یا مواد به فضای بین درزگیر و دیواره درز وارد شده و به زیر درزگیر نفوذ کرده است).

در ادامه از رابطه (۴-۲) عدد وضعیت درزگیر[۴۹] (SCN) و سپس با استفاده از جدول (۴-۷-ب)، وضعیت درزگیر مشخص می‌شود.

$$SCN=1(L)+2(M)+3(H) \qquad (۴-۲)$$

که در آن، L تعداد وضعیت‌های با سطح شدت کم (جدول ۴-۷-الف)، M تعداد وضعیت‌های با سطح شدت متوسط (جدول ۴-۷-الف) و H تعداد وضعیت‌های با سطح شدت زیاد (جدول ۴-۷-الف) است.

49- Sealant condition number

جدول ۴-۷-الف- تعیین وضعیت درزگیر

سطح شدت / پارامتر	کم (L)	متوسط (M)	زیاد (H)
نفوذ آب، درصد طول	۱۰>	۱۰-۳۰	۳۰<
نفوذ سنگ	کم	متوسط	زیاد

جدول ۴-۷-ب- تعیین وضعیت درزگیر با استفاده از عدد SCN

SCN	وضعیت درزگیر
۰-۱	خوب
۲-۳	متوسط
۴-۶	ضعیف

ب- وضعیت روسازی

برای ارزیابی وضعیت روسازی بتنی موجود از نظر نیاز به درزگیری مجدد، ابتدا پارامترهای زیر مشخص می‌شوند:

- عمر روسازی تا قبل از تعمیر اساسی؛
- میانگین خرابی پلکانی‌شدن؛
- درصد دال‌های دارای شکستگی گوشه؛
- درصد درزهای دارای مکش (با مشاهده چشمی مشخص می‌شود)؛
- درصد دال‌های دارای خردشدگی بیشتر از ۲۵ میلی‌متر.

در ادامه با استفاده از جدول (۴-۸) شدت هر یک از پارمترهای بالا، یادداشت می‌شود.

جدول ۴-۸- تعیین شدت پارامترهای مربوط به وضعیت روسازی بتنی به‌منظور بررسی نیاز به درزگیری مجدد

شدت / پارامتر	کم	متوسط	زیاد
عمر روسازی تا قبل از تعمیر اساسی (سال)	۱۰<	۵-۱۰	۵>
میانگین خرابی پلکانی‌شدن (میلی‌متر)	۱/۵>	۱/۵-۳	۳<
شکستگی گوشه (درصد دال‌ها)	۱>	۱-۵	۵<
مکش، درصد درزها	۱>	۱-۵	۵<
خردشدگی بیشتر از ۲۵ میلی‌متر، درصد دال‌ها	۵>	۵-۱۰	۱۰<

عدد وضعیت روسازی[۵۰] (PCN) با استفاده از رابطه (۴-۳)، محاسبه شده و سپس وضعیت روسازی با استفاده از جدول (۴-۹) مشخص می‌گردد.

$$PCN=1(L)+2(M)+3(H) \qquad (۴-۳)$$

50- Pavement condition number

که در آن، L تعداد پارامترهای وضعیت روسازی در شدت کم، M تعداد پارامترهای وضعیت روسازی در شدت متوسط و H تعداد پارامترهای وضعیت روسازی در شدت زیاد است.

جدول ۴-۹- تعیین وضعیت روسازی با استفاده از عدد PCN

PCN	وضعیت روسازی در قطعه مورد بررسی
۰-۳	خوب
۴-۵	متوسط
۶-۱۵	ضعیف

ج- سطح ترافیک

برای تعیین سطح ترافیک، ابتدا میانگین ترافیک روزانه[51] (ADT) وسایل نقلیه و درصد کامیون مشخص می‌شود. سپس با استفاده از جدول (۴-۱۰)، سطح ترافیک مشخص می‌گردد. اگر درصد ترافیک کامیون بزرگ‌تر از ۱۰ درصد یا نرخ رشد مورد انتظار بزرگ‌تر از ۵ درصد باشد، سطح ترافیک، یک رتبه افزایش می‌یابد.

جدول ۴-۱۰- تعیین سطح ترافیک

ADT	سطح ترافیک
<۵۰۰۰	سبک
۵۰۰۰-۳۵۰۰۰	متوسط
>۳۵۰۰۰	سنگین

د- تعیین ناحیه آب و هوایی

برای تعیین ناحیه آب و هوایی از جدول (۴-۱۱) استفاده می‌شود.

جدول ۴-۱۱- تعیین ناحیه آب و هوایی

میانگین بارندگی سالیانه	میانگین تعداد روزهای با دمای صفر یا کمتر از صفر درجه سانتی‌گراد در یک سال	ناحیه آب و هوایی
>۶۳۵mm	>۱۰۰	مرطوب – یخبندان
>۶۳۵mm	≤۱۰۰	مرطوب – غیر یخبندان
≤۶۳۵mm	>۱۰۰	خشک – یخبندان
≤۶۳۵mm	≤۱۰۰	خشک – غیر یخبندان

51- Average Daily Traffic

پس از تعیین پارامترهای مورد نیاز در هر یک از بندهای الف تا د (وضعیت درزگیر، وضعیت روسازی، سطح ترافیک و شرایط آب و هوایی) بر اساس جدول (۴-۶) درخصوص ضرورت درزگیری مجدد تصمیم‌گیری می‌شود.

۴-۳-۱-۲- اجرای عملیات درزگیری مجدد درزها و ترک‌ها

عملیات درزگیری مجدد درزها معمولاً هنگامی انجام می‌شود که درزها کاملاً باز یا بسته نباشند. فصل‌های بهار یا پاییز که دمای هوا متعادل است معمولاً برای عملیات درزگیری مجدد مناسب هستند.

عملیات درزگیری مجدد درز در پنج مرحله انجام می‌شود که عبارتند از: برداشتن درزگیر قدیمی، شکل دهی به فضایی که ماده درزگیر در آن قرار می‌گیرد[۵۲]، تمیز کردن فضای ماده درزگیر، نصب میله پشت‌بند[۵۳] و قرار دادن ماده درزگیر.

برای خارج کردن درزگیر قدیمی، اگر از نوع درزگیر فشاری باشد می‌توان آن را به کمک دست از محل درز خارج نمود ولی برای خارج کردن سایر درزگیرها معمولاً باید از اره‌های با تیغه الماسی یا سایشی استفاده کرد. هنگامی که مواد درزگیر قدیمی خارج شد، فضای مربوط به قرارگیری ماده درزگیر، با اره‌کاری تعریض و تمیز می‌شود. برای این منظور می‌توان از همان وسایل مرحله قبل استفاده نمود. این عملیات ممکن است برای درزگیرهای فشاری که مواد درزگیر با دست خارج می‌شوند یا درزهایی که در مرحله اول به شکل مناسبی درآمده‌اند ضرورت نداشته باشد. هرگونه خردشدگی[۵۴] در مجاورت درزها که نیاز به وصله کردن داشته باشد، باید قبل از تعویض مواد درزگیر انجام شود. به‌منظور ایجاد چسبندگی بهتر مواد درزگیر در محل درز، لازم است فضای قرارگیری ماده درزگیر در حد مطلوب تمیز شود.

به‌منظور درزگیری باید نکات مندرج در فصل سوم (بند ۳-۳-۸-۹-۵) مد نظر قرار گیرد.

کنترل درزهای انقباضی که در فاصله کمتر از ۳۰ متر از درز انبساط قرار گرفته‌اند ضرورت دارد. در این کنترل باید بررسی شود که آیا درزهای انقباضی بیشتر از حد معمول باز شده‌اند یا خیر. این امر به‌خصوص در شرایطی که درز انبساط بسته شده باشد از اهمیت بیشتری برخوردار است.

ترک‌های مویی نازک با عرض کمتر از ۳ میلی‌متر به درزگیری نیاز ندارند. ترک‌های با عرض ۳ تا ۱۳ میلی‌متر باید درزگیری و ترک‌های با عرض بیشتر باید وصله شوند. برای آب‌بندی ترک‌ها نیز ابتدا با استفاده از یک تیغه با قطر کم (۱۷۵ تا ۲۰۰ میلی‌متر)، ترک برش داده می‌شود. این تیغه باید به اندازه کافی انعطاف‌پذیر باشد تا بتواند در مسیر ترک حرکت داده شود. پس از برش ترک، مراحل تکمیلی مانند درزگیری مجدد درزها انجام می‌شود. در مکان‌هایی که عرض ترک متغیر و سطوح ترک نامنظم است، حداقل عمق محفظه ماده درزگیر باید ۲۰ میلی‌متر باشد.

52- Sealant reservoir
53- Backer rod
54- Spalls

۴-۳-۲- وصله پاره عمقی[55]

وصله پاره عمقی عبارت است از برداشتن و تعویض قسمتی از دال بتنی و احیای مجدد قسمت‌های آسیب‌دیده. از وصله پاره عمقی برای رفع خرابی‌هایی مانند چاله[56]، خردشدگی[57] و شن‌زدگی[58] در سطوحی کمتر از یک متر مربع و عمق ۵۰ تا ۷۵ میلی‌متر استفاده می‌شود. خردشدگی عمیق‌تر از یک سوم نیمه بالایی دال یا خردشدگی که به دلیل عدم قرارگیری صحیح میلگردهای انتقال بار یا ترک‌های ناشی از دوام ایجاد شده‌اند با وصله‌های پاره عمقی برطرف نمی‌شوند. همچنین خردشدگی‌هایی که دارای طول و عرض به ترتیب کمتر از ۱۵۰ و ۳۵ میلی‌متر هستند نباید وصله‌کاری شوند.

در برخی موارد چنانچه نیاز باشد وصله پاره عمقی در مقیاس بزرگ انجام شود، استفاده از وصله عمقی به دلیل سرعت بیشتر و هزینه کمتر ممکن است توجیه بیشتری داشته باشد.

باید توجه کرد که گاهی اوقات بروز یک خرابی سطحی کوچک می‌تواند ناشی از یک خرابی عمده در داخل روسازی باشد. در چنین مواردی به جای وصله پاره عمقی باید از وصله عمقی استفاده شود.

یکی از گام‌های اساسی در فرآیند عملیات ترمیم روسازی بتنی، تعیین دقیق محل بتن ناسالم است. برای این منظور می‌توان از ضربه چکش، میله فولادی و یا زنجیرهای فولادی استفاده کرد. به این ترتیب که روی سطح بتن با چکش یا میله فولادی ضرباتی وارد می‌شود یا زنجیر فولادی روی سطح بتن کشیده می‌شود (شکل ۴-۱۸). این کار در امتداد درزهای عرضی و ترک‌ها و نقاطی از دال بتنی که دارای خردشدگی یا شن‌زدگی است انجام می‌شود. صدای زیر[59] نشان‌دهنده سلامت بتن و صدای بم[60] نشان‌گر ناسالم بودن بتن است.

الف- استفاده از زنجیر فولادی برای تشخیص محل بتن معیوب

ب- استفاده از چکش برای تشخیص محل بتن معیوب

شکل ۴-۱۸- استفاده از زنجیر فولادی (الف) و چکش (ب)، برای تشخیص محل بتن معیوب

55- Partial-depth patching
56- Pothole
57- Spalling
58- Scaling
59- Sharp metallic ring
60- Dull or hollow sound

در ارتباط با وصله پاره عمقی موارد زیر باید در نظر گرفته شود:

- وصله‌ها باید به شکل مربع یا مستطیل باشند؛
- تعمیرات باید حداقل سطحی برابر ۳۰۰ در ۱۰۰ میلی‌متر داشته باشند؛
- ناحیه وصله‌کاری باید از هر طرف ۷۵ تا ۱۰۰ میلی‌متر بیشتر از ناحیه خرابی را شامل شود؛
- اگر فاصله وصله‌ها کمتر از ۰/۵ متر باشد، باید آنها را در هم ادغام کرد و در قالب یک وصله‌کاری بزرگ‌تر انجام داد؛
- چنانچه در محل درز بیش از ۲ وصله باشد، لازم است کل درز تعمیر شود.

دو روش متداول برای برداشتن بتن از محلی که قرار است وصله‌کاری شود، وجود دارد که عبارتند از: روش برش (اره کردن) و تراش کاربیدی[61]. در هر حال لبه‌های محل وصله باید به‌صورت قائم برش داده شوند.

در روش برش با اره، ابتدا با یک تیغه الماسی تا عمق حداقل ۵۰ میلی‌متر محیط قسمت آسیب دیده برش داده می‌شود. سپس در محدوده وصله‌کاری، با استفاده از چکش بادی سبک، بتن حداقل تا عمق ۵۰ میلی‌متری (حداکثر تا عمق ۱۰۰ میلی‌متر) شکسته می‌شود. چنانچه برای برداشتن بتن معیوب و رسیدن به سطحی که بتن آن سالم است، نیاز باشد که بیش از ۱۰۰ میلی‌متر ضخامت دال بتنی برداشته شود یا چنانچه میلگردهای انتقال بار نمایان شوند، در این موارد از وصله عمقی به جای وصله پاره عمقی استفاده می‌شود. برای شکستن بتن استفاده از چکش‌های سبک (۷ کیلوگرمی) به علت آنکه کنترل آنها راحت‌تر است، ترجیح داده می‌شوند. شکستن بتن با چکش‌های با وزن بیش از ۱۳/۵ کیلوگرمی مجاز نیست. چنانچه وصله‌کاری تمام عرض یک خط یا بیشتر عرض یک خط روسازی را شامل شود، برداشتن قسمت‌های آسیب‌دیده بتنی با استفاده از دستگاه تراش کاربیدی مؤثرتر است (شکل ۴-۱۹). همچنین استفاده از دستگاه تراش کاربیدی، موجب ایجاد سطحی زبر و در نتیجه پیوستگی بهتر بتن وصله با بتن روسازی می‌شود. استفاده از ماشین تراش کاربیدی با قابلیت ایجاد تراش به عرض ۳۰۰ تا ۴۵۰ میلی‌متر برای وصله پاره عمقی در مقیاس زیاد، مؤثر و اقتصادی است.

شکل ۴-۱۹- ماشین تراش کاربیدی برای تراش بتن

61- Carbide milling

پس از برداشتن بتن، باید ناحیه آسیب‌دیده را در نقاط ضعیف، کنترل و محل وصله را کاملاً تمیز کرد تا وصله به روسازی موجود به خوبی متصل شود. اگر آسیب وارده کل ضخامت دال بتنی را دربرگرفته باشد، احتمالاً انجام تعمیرات عمقی ضرورت خواهد داشت. برای تمیز کردن محل وصله از سندبلاست[۶۲] یا فشار آب و در ادامه آن دمیدن هوای پرفشار استفاده می‌شود. فشار آب باید بین ۱۰۰ تا ۲۰۰ مگاپاسکال باشد. ظرفیت کمپرسور هوا باید به نحوی باشد که بتواند حداقل ۳/۴ متر مکعب در دقیقه هوا را دریافت و فشاری حداقل برابر ۰/۶۳ مگاپاسکال را در خروجی نازل ایجاد نماید. حتی اگر کمپرسور هوا دارای فیلتر باشد، هر از چند گاهی باید نبود رطوبت و روغن در هوای دمیده شده کنترل شود. برای این منظور می‌توان تکه پارچه تمیزی را در مقابل نازل هوا قرارداد و تغییر رنگ پارچه در اثر رطوبت یا روغن را بررسی کرد. از دمنده‌های دستی نیز می‌توان برای رفع گرد و خاک از محل وصله استفاده کرد، ولی کمپرسورهای هوای مجهز به فیلتر آب و روغن به علت توانایی در ایجاد فشار زیاد هوا، ترجیح داده می‌شوند.

چنانچه محل وصله پاره عمقی در مجاورت درز (طولی یا عرضی) یا ترک قرار گرفته باشد، لازم است در این نواحی از میان‌درز قابل تراکم[۶۳] استفاده شود (شکل ۴-۲۰). استفاده از میان‌درز باعث جلوگیری از پرشدن درز یا ترک با استفاده از مصالح وصله می‌شود. چنانچه محل درز یا ترک با مصالح وصله پر شود، هنگام انبساط دال، بتن محل وصله ممکن است با پدیده بیرون‌پریدگی[۶۴] مواجه شود. ضخامت میان‌درز قابل تراکم برابر عرض درز و معمولاً از نوع یونولیت[۶۵] یا تخته فیبر[۶۶] (نئوپان) آغشته به قیر است. به‌منظور جلوگیری از نفوذ مصالح مورد استفاده در عملیات وصله‌کاری به محل درز، باید میان‌درز به اندازه ۲۵ میلی‌متر از پایین و ۷۵ میلی‌متر از مرز ناحیه وصله‌کاری امتداد یابد. برای جا افتادن میان‌درز، ممکن است به برش‌کاری بیشتری نیاز شود.

شکل ۴-۲۰- استفاده از میان‌درز هنگام مجاورت محل وصله با درز طولی یا عرضی

62- Sandblasting
63- Compressible insert
64- Pop-out
65- Styrofoam
66- Fiberboard

برای بهبود چسبندگی بین وصله و بتن موجود، می‌توان از مواد چسبنده (مانند لاتکس، مخلوط دوغاب سیمان و لاتکس یا اپوکسی) به‌صورت روکش نازک استفاده کرد. این مواد به کف و دیواره‌های محل وصله مالیده می‌شود. برای این منظور جهت استفاده از ملات سیمانی[۶۷] از برس سیمی و برای اپوکسی از قلم‌مو استفاده می‌شود (شکل ۴-۲۱). برای تهیه ملات رقیق سیمانی، ماسه و سیمان به نسبت حجمی ۱ به ۱ با مقدار مناسبی آب مخلوط می‌گردد. حداکثر ظرف ۹۰ دقیقه پس از اضافه کردن آب، باید ملات سیمانی استفاده شود. بتن وصله باید قبل از خشک‌شدن مواد چسبنده، در محل وصله ریخته شود.

شکل ۴-۲۱- استفاده از مواد چسبنده برای بهبود اتصال بین بتن وصله با بتن زیرین

مصالح مورد نیاز برای عملیات وصله‌کاری ممکن است درون یک بتن‌ساز کوچک و یا در صورت وجود نقاط ترمیمی زیاد، به‌وسیله کامیون‌های بتن آماده مخلوط شوند.

در مواقعی که نیاز است مدت کوتاهی (۴ تا ۶ ساعت) پس از اجرای وصله، مسیر برای عبور وسایل نقلیه بازگشایی شود، باید از بتن زودگیر (مانند بتن حاوی سیمان پرتلند نوع ۳) استفاده شود. بتن مذکور باید در شرایطی که دمای هوا حداقل ۵ درجه سانتی‌گراد باشد استفاده شود. چنانچه برای رسیدن بتن به مقاومت مناسب، از افزودنی‌های مجاز استفاده شود، در این ارتباط باید دستورالعمل شرکت تولیدکننده مواد افزودنی مورد توجه قرار گیرد. چنانچه برای وصله از بتن معمولی استفاده می‌شود، باید حداقل ۲۴ ساعت ترافیک از روی آن عبور نکند.

ناحیه وصله‌کاری باید کمی بیشتر از حجم خود پر شود. برای تراکم بتن در محل وصله، باید عملیات ویبره با ویبراتورهای به قطر کمتر از ۲۵ میلی‌متر انجام شود.

سطح وصله‌ها باید به دقت پرداخت شده و ارتفاع محل وصله با روسازی اطراف یکسان شود. اگر سطح وصله کم باشد یا بر اساس برنامه‌ریزی‌های قبلی قرار باشد روی سطح روسازی بتنی عملیات سایش[۶۸] انجام شود، لزومی به ایجاد بافت روی سطح وصله نیست. ولی چنانچه در پروژه‌ای تعداد وصله زیاد باشد، ایجاد بافت روی سطح وصله‌ها، سبب یکنواختی سطح روسازی می‌شود. اطراف محل وصله و همچنین محل برش‌های اضافی با دوغاب سیمان با نسبت آب به سیمان

67- Cementitious grout
68- Diamond grinding

برابر ۱ به ۱ پر می‌شود. در ادامه با استفاده از ترکیبات عمل‌آورنده، سطح وصله عمل‌آوری می‌شود. پس از گیرش مناسب بتن محل وصله، در صورتی که وصله در مجاورت درز یا ترک باشد، محل درز اره‌کاری شده و بر اساس آنچه در بخش درزگیری بیان شد، عملیات درزگیری انجام می‌شود.

دلایلی که اغلب باعث خرابی وصله‌های پاره عمقی می‌شوند، عبارتند از:

- عدم انتخاب صحیح مصالح؛
- چسبندگی نامناسب بین وصله و روسازی بتنی؛
- شکست قسمت تعمیراتی به دلیل انبساط روسازی اطراف؛
- تراکم ناکافی؛
- عدم تناسب انبساط حرارتی بین مصالح مورد استفاده برای وصله و و دال اصلی؛
- عمق ناکافی وصله‌ها.

۴-۳-۳- وصله عمقی[۶۹]

وصله عمقی عبارت است از برداشتن و تعویض قسمتی از دال بتنی که دچار آسیب‌دیدگی شده است. وصله عمقی تا زیر دال بتنی ادامه می‌یابد و معمولاً برای برطرف کردن خرابی‌هایی مانند آسیب‌دیدگی محل درز، شکستگی‌های گوشه و ترک‌های چندگانه به‌کار می‌رود. همچنین خرابی سوراخ شدگی در روسازی‌های بتنی مسلح پیوسته را می‌توان با استفاده از وصله عمقی اصلاح نمود. وجود خردشدگی که به اندازه ۷۵ تا ۱۵۰ میلی‌متر گسترش یافته باشد، نشانه‌ای از وجود خردشدگی بیشتر در زیر دال است و برای رفع این خرابی نیز باید از وصله عمقی استفاده شود. جدول (۴-۱۳) خرابی‌هایی که برای تعمیر آنها به عملیات وصله عمقی نیاز است را نشان می‌دهد.

در صورت طراحی و اجرای صحیح وصله‌های عمقی، انتظار می‌رود که دوام آنها به اندازه رویه اطراف خود باشد. وسعت محل وصله باید از مساحت محل خرابی بیشتر باشد و تمام خردشدگی‌های زیر سطح خود را بپوشاند. در مناطقی که با پدیده یخبندان-ذوب یخ مواجه هستند، خرابی در قسمت‌های پایینی دال می‌تواند تا ۱ متر از آنچه در سطح بتن مشاهده می‌شود، گسترش یافته باشد.

حداقل طول وصله برابر ۲ متر بوده و باید وصله‌های نزدیک به یکدیگر در هم ادغام شوند (جدول ۴-۱۴). وصله باید تا حدودی بعد از محل خرابی را نیز شامل شود. این مقدار در درزهای عرضی با میلگرد انتقال بار، حداقل برابر ۳۰ سانتی‌متر و در ترک‌های روسازی بتنی مسلح پیوسته حداقل به اندازه ۱۵ سانتی‌متر است. بازسازی روسازی و اجرای یک روکش غیرچسبنده ممکن است ارزان‌تر و سریع‌تر از از اجرای وصله در سطح عمیق باشد. نکته مهم دیگر آن است که وصله‌ها باید تا حد امکان مربع شکل بوده و نسبت طول به عرض آن بیشتر از ۱ تا ۱/۵ نباشد. شکل (۴-۲۲) نمونه‌ای از نحوه تعیین ابعاد وصله در موقعیت‌های مختلف را نشان می‌دهد.

69- Full-depth patching

جدول ۴-۱۳- خرابی‌هایی که برای تعمیر آنها به عملیات وصله عمقی نیاز است

نوع خرابی	حداقل شدت خرابی که نیاز به وصله عمقی دارد[1]
روسازی بتنی درزدار	
ترکیدگی/کمانش	کم
شکستگی گوشه	کم
ترک دوام (ترک‌خوردگی نوع D، واکنش آلکالی-سیلیکا[70])	متوسط
خرابی درز[2]	متوسط (با پلکانی‌شدن بزرگ‌تر یا مساوی ۶ میلی‌متر)
ترک‌خوردگی عرضی[2] (تصادفی)	متوسط (با پلکانی‌شدن بزرگ‌تر یا مساوی ۶ میلی‌متر)
ترک‌خوردگی طولی[2] (تصادفی)	زیاد (با پلکانی‌شدن بزرگ‌تر یا مساوی ۱۳ میلی‌متر)
روسازی بتنی مسلح پیوسته	
ترکیدگی/کمانش	کم
ترک دوام (ترک‌خوردگی نوع D، واکنش آلکالی-سیلیکا)	زیاد
سوراخ‌شدگی	متوسط (با پلکانی‌شدن بزرگ‌تر یا مساوی ۶ میلی‌متر)
ترک‌خوردگی عرضی[2] (تصادفی)	متوسط (با گسیختگی فولاد و پلکانی‌شدن بزرگ‌تر یا مساوی ۶ میلی‌متر)
ترک‌خوردگی طولی[2] (تصادفی)	زیاد (با پلکانی‌شدن بزرگ‌تر یا مساوی ۱۳ میلی‌متر)

۱- برای راه‌های با ترافیک زیاد (راه‌های با ترافیک کم می‌توانند خرابی بیشتری را تحمل کنند).

۲- چنانچه خرابی فقط در یک سوم بالایی دال باشد، برای تعمیر خرابی پیشنهاد می‌شود از وصله پاره عمقی استفاده گردد.

جدول ۴-۱۴- حداقل فاصله بین وصله‌های عمقی

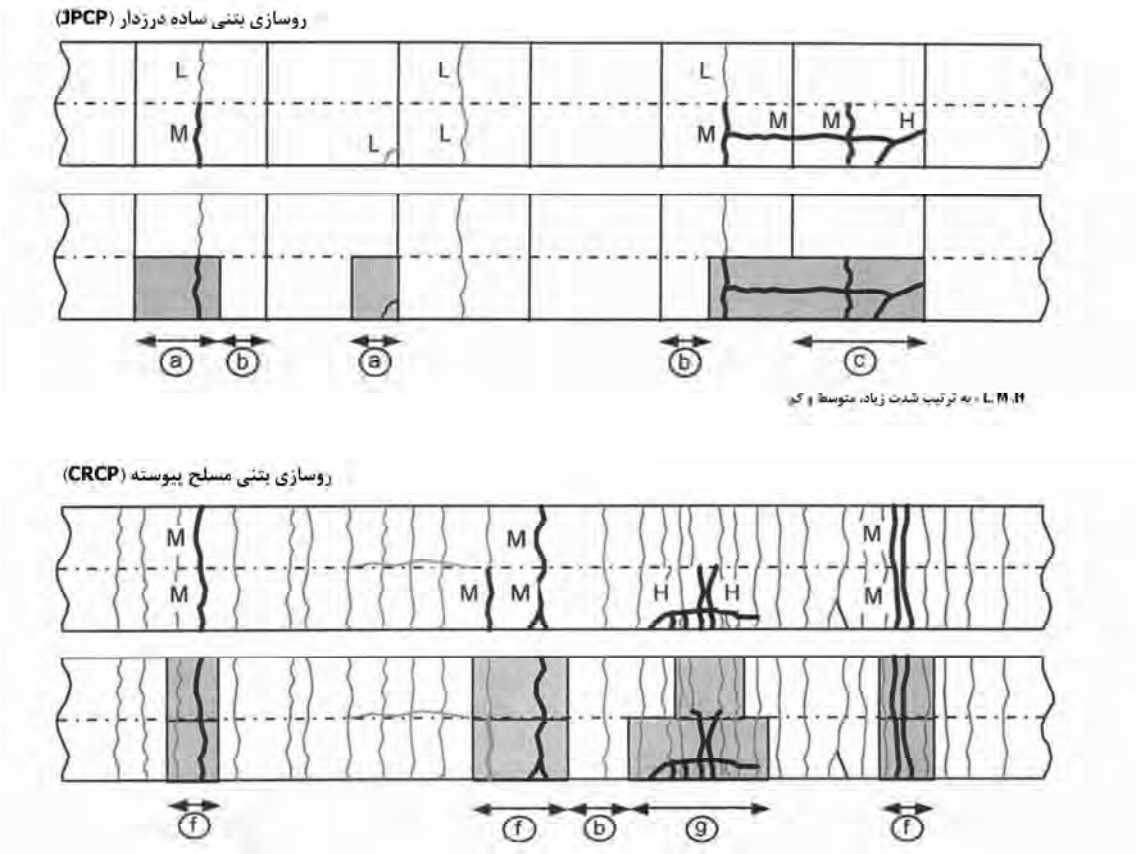
ضخامت دال (میلی‌متر)	عرض وصله (خط عبور) (متر)			
	۲/۷	۳/۰	۳/۳	۳/۶
۱۷۵	۵/۲	۴/۶	۴/۳	۴/۰
۲۰۰	۴/۶	۴/۰	۳/۷	۳/۴
۲۲۵	۴/۰	۳/۷	۳/۴	۳/۰
۲۵۰	۳/۷	۳/۴	۳/۰	۲/۷
۲۷۵	۳/۴	۳/۰	۲/۷	۲/۴
۳۰۰	۳/۰	۲/۷	۲/۴	۲/۴
۳۷۵	۲/۴	۲/۴	۲/۱	۲/۰

قبل از برداشتن قسمت آسیب دیده در روسازی بتنی لازم است توسط اره، برش‌های عمیقی در آن ایجاد شود. بتن تخریب شده باید بدون آسیب به روسازی مجاور، بیرون آورده شود. برای این منظور از اره‌های تیغه الماسی استفاده می‌شود. چنانچه عملیات برش در شرایطی انجام گیرد که دمای هوا بالا باشد (بیش از ۴۰ درجه سانتی‌گراد)، در حین عملیات برش ممکن است تیغه اره به دیواره روسازی بچسبد. این مشکل را با برش‌کاری در شب (که دما کمتر است و دال در حالت انقباض قرار دارد) یا ایجاد یک یا چند برش آزادکننده[71] در ناحیه‌ای که بتن آن باید برداشته شود، می‌توان

70-Alkali-Silica reactivity
71- Pressure relief cuts

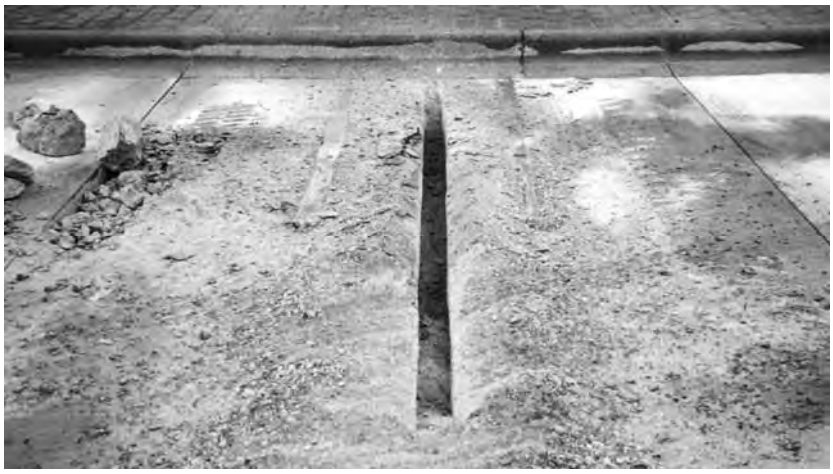
برطرف کرد (شکل ۴-۲۳). هنگام ایجاد برش باید دقت شود که اثر برش به دال مجاور وارد نشود ضمن آنکه حداکثر نفوذ برش در لایه زیراساس نیز باید به ۱۵ میلی‌متر محدود شود.

در روسازی‌های بتنی مسلح پیوسته، برش در مرز مربوط به وصله باید به اندازه یک چهارم تا یک سوم ضخامت دال انجام شود. برش‌های عمیق را می‌توان بعداً اجرا کرد تا به میلگردها آسیبی وارد نشود. پس از برش، بتن موجود با بلند کردن یا شکستن، بیرون آورده می‌شود. به‌منظور آسیب کمتر به زیراساس، معمولاً روش بلند کردن ترجیح داده می‌شود. برای این منظور میله‌های بالابرنده در بتن جاسازی شده و به تجهیزات بالابر وصل می‌شود. اگر خرابی روسازی زیاد باشد، باید آن را در قطعات کوچک بیرون آورد. چنانچه در هنگام عملیات وصله‌کاری، قسمتی از لایه زیراساس دچار مشکل شده باشد، باید هنگام ریختن بتن وصله، از این بتن برای پرکردن لایه زیراساس نیز استفاده شود. گودال وصله باید خشک و خوب متراکم شود.



a- در صورت امکان در محل درز موجود خاتمه یابد (حداقل طول وصله ۲ متر است).
b- فاصله بین وصله‌ها و درزهای مجاور کنترل شود.
c- در صورت وجود ترک‌های متقاطع چندگانه، دال تعویض شود.
f- محیط وصله‌کاری تا نزدیکی ترک‌ها ادامه می‌یابد، حتی اگر ترک‌های مجاور نیاز به تعمیر نداشته باشند.
g- کل طول ترک‌های طولی خراب شده برداشته می‌شود؛ تمام خرابی‌های سوراخ‌شدگی برداشته می‌شود.

شکل ۴-۲۲- نمونه‌ای از نحوه تعیین ابعاد وصله عمقی در انواع روسازی بتنی



شکل ۴-۲۳- ایجاد برش آزادکننده در محلی که باید بتن برداشته شود

لازم است برای فراهم کردن انتقال بار بین وصله و روسازی موجود به غیر از روسازی‌هایی که ترافیک سبک را تحمل می‌کنند، از میلگردهای انتقال بار (داول بار) استفاده شود. نصب این میلگردها توسط دریل‌های خودکار، سریع‌تر و دقیق‌تر انجام می‌شود (شکل ۴-۲۴). چنانچه برای مهار میلگردهای انتقال بار از دوغاب سیمانی استفاده شود، قطر سوراخ حفرشده باید ۵ تا ۶ میلی‌متر بزرگ‌تر از قطر میلگرد انتقال بار باشد. در صورتی‌که از اپوکسی برای این کار استفاده شود، قطر سوراخ تعبیه شده باید حدود ۲ میلی‌متر بزرگ‌تر از قطر خارجی میلگرد انتقال بار باشد. پس از حفر سوراخ مربوط به جای‌گذاری میلگردهای انتقال بار، با استفاده از فشار هوا این محل‌ها کاملاً تمیز می‌شوند. برای تزریق موادی که میلگردهای انتقال بار را در محل خود ثابت نگه‌می‌دارند، از نازل بزرگی که مواد را تا انتهای سوراخ حفر شده هدایت می‌کند، استفاده می‌شود. از ریختن یا فشار دادن این مواد به داخل سوراخ‌های حفر شده باید خودداری گردد. بعد از تزریق مواد به داخل سوراخ، در حالی که میلگرد به داخل سوراخ رانده می‌شود، تقریباً یک دور کامل چرخانده شود تا مواد تزریق شده به‌طور کامل اطراف آن را بپوشاند. چنانچه این کار انجام نشود، بیشر مواد تزریق شده در زیر میلگرد انتقال بار قرار می‌گیرد و بالای میلگرد، فضای خالی ایجاد می‌شود. گاهی اوقات با قراردادن میلگرد انتقال بار، مواد تزریق شده خارج می‌شود، در این موارد برای جلوگیری از فرار مواد تزریق شده، از واشرهای پلاستیکی استفاده می‌شود (شکل ۴-۲۵). چنانچه واشرهای پلاستیکی موجود نباشد، باید بعد از قراردادن میلگردهای انتقال بار، مقداری از مواد تزریقی با وسیله‌ای مانند ماله در اطراف میلگرد انتقال بار به‌کار برده شود.

شکل ۴-۲۴- ایجاد سوراخ در محل دیوارهای محل وصله برای نصب میلگردهای انتقال بار

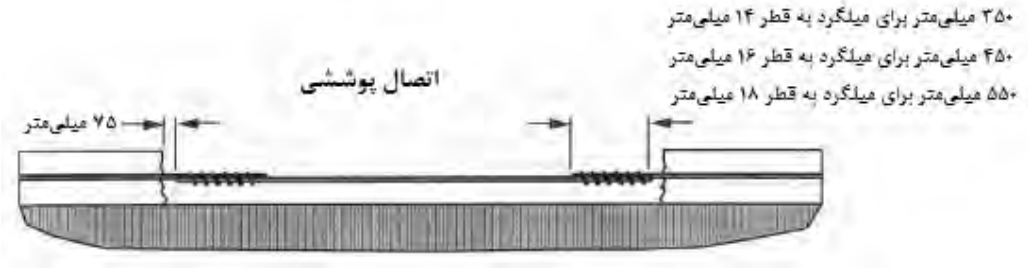
شکل ۴-۲۵- نصب واشر پلاستیکی برای جلوگیری از فرار مواد تزریق شده از محل میلگردهای انتقال بار

چنانچه کل دال تعویض شود یا طول وصله بیش از ۴/۵ متر باشد، باید در محل وصله از میلگردهای دوخت نیز استفاده شود. نحوه جای‌گذاری این میلگردها، شبیه جای‌گذاری میلگردهای انتقال بار است. اگر طول وصله کمتر از ۴/۵ متر باشد، در سطوح مجاور بتن روسازی موجود، از صفحات پیوندزدا[72] استفاده می‌شود (شکل ۴-۲۶). برای این منظور از صفحات نازک ۵ میلی‌متری از یونولیت یا تخته‌فیبری یا مواد مشابه استفاده می‌شود. این صفحات باعث می‌شوند که بتن وصله و بتن موجود در روسازی موجود، به‌طور مستقل حرکت کنند.

72- Bond breaking board

شکل ۴-۲۶- وصله عمقی با میلگرد اتصال و صفحه پیوندزدا

هنگام استفاده از وصله تمام عمق در روسازی‌های بتنی مسلح پیوسته، نحوه ایجاد اتصال بین میلگردهای محل وصله با میلگردهای موجود، مطابق شکل (۴-۲۷) است. با این وجود برخی دست‌اندرکاران تعمیر روسازی‌های بتنی به‌منظور صرفه‌جویی در وقت، به جای اتصال میلگردها در محل وصله، با حفر سوراخ در بتن موجود و مهار میلگردهای وصله در آن، ارتباط بین میلگردهای محل وصله با بتن موجود را برقرار می‌کنند. در صورت استفاده از اتصال جوشی، طول و عرض این اتصال نباید به ترتیب کمتر از ۱۰۰ میلی‌متر و ۶ میلی‌متر باشد. چنانچه در بیش از ۱۰ درصد میلگرد روسازی‌های مسلح پیوسته، خرابی یا خوردگی مشاهده شود، محدوده وصله تا جایی که میلگرد سالم برای ایجاد طول همپوشانی مناسب مشاهده شود، گسترش می‌یابد. برای استقرار میلگردها در محل وصله عمقی روسازی‌های بتنی مسلح پیوسته، از خرک یا وسیله مشابه به‌عنوان تکیه‌گاه میلگردها استفاده می‌شود.



شکل ۴-۲۷- نحوه اتصال میلگردها در عملیات وصله عمقی برای روسازی بتنی مسلح پیوسته

بتن‌ریزی با کامیون‌های بتن‌ساز (کامیون‌های مخلوط‌کن) و یا سایر تجهیزات بتن‌ساز انجام می‌شود. بتن باید به‌طور یکنواخت توزیع و ویبره شود.

برای ماله‌کشی و پرداخت نهایی از شمشه‌های لرزشی یا دستی ۳ متری استفاده می‌شود. بافت سطح وصله اجرا شده باید مشابه روسازی موجود باشد و با یک ماده عمل‌آوری مناسب، عمل‌آوری شود. در پایان لازم است درزهای موجود آب‌بندی شود.

عبور وسایل نقلیه از روی بتن وصله عمقی هنگامی مجاز است که مقاومت فشاری آن حداقل ۷۰ درصد مقاومت فشاری مشخصه باشد.

۴-۳-۴- تقویت با میلگردهای انتقال بار[۷۳]

هنگامی که در محل درز یا ترک‌های عرضی خرابی‌های خردشدگی، پلکانی‌شدن و یا مکش مشاهده شود، احتمال می‌رود که نسبت انتقال بار در محل درز یا ترک عرضی کاهش یافته است. به‌طور کلی چنانچه نسبت انتقال بار در یک درز کمتر از ۷۰ درصد باشد، برای احیای مکانیزم انتقال بار، در محل درز یا ترک عرضی باید از سیستم تقویت با میلگرد انتقال بار استفاده شود. برای تعیین نسبت انتقال بار در محل درز یا ترک می‌توان از دستگاه FWD استفاده کرد. توصیه می‌شود این آزمایش هنگامی انجام شود که دمای هوا بیش از ۲۷ درجه سانتی‌گراد نباشد. نحوه تعیین نسبت انتقال بار برای روسازی بتنی در بخش روکش روسازی‌های بتنی توضیح داده شده است.

در نقطه تقاطع ترک طولی با درز عرضی یا ترک عرضی، نباید از میلگرد انتقال بار استفاده شود. همچنین اگر در محل درزها خردشدگی با شدت زیاد اتفاق افتاده باشد، باید وصله عمقی یا پاره عمقی جایگزین این روش شود.

مراحل تقویت به‌وسیله میلگردهای انتقال بار معمولاً عبارتند از:

۱) ایجاد شیار با استفاده از تیغه‌های الماسی برای میلگردهای انتقال بار؛ ۲) خارج کردن بتن موجود از محل شیارها؛ ۳) خارج کردن دوغاب و دیگر مواد زائد ازمحل شیارها؛ ۴) بتونه‌کاری درز یا ترک واقع در درون شیار؛ ۵) جای‌گذاری میلگرد انتقال بار به همراه ملحقات آن؛ ۶) ریختن بتن در درون شیارها و سپس تراکم و عمل‌آوری آن؛ ۷) سایش سطح و ۸) درزگیری.

برای ایجاد شیار می‌توان از اره‌های استاندارد یا ماشین‌های ویژه‌ای که هم‌زمان ۳ تا ۶ شیار ایجاد می‌کنند، استفاده کرد (شکل ۴-۲۸-الف). راستای شیارها حتی در درزهای مورب باید موازی محور راه باشد. عرض شیارهای ایجاد شده حدود ۲۰ میلی‌متر از قطر میلگردهای انتقال بار بیشتر است. حداقل قطر میلگرد انتقال بار باید ۳۲ میلی‌متر باشد. عمق برش نیز کمی بیشتر از نصف ضخامت دال بتنی است، به‌طوری که میلگرد انتقال بار تقریباً در وسط ضخامت دال قرارگیرد.

معمولاً طول میلگردهای انتقال بار برابر ۴۵۰ میلی‌متر و طول شیار در سطح روسازی برای جای‌گذاری میلگردها تقریباً برابر ۹۰۰ میلی‌متر خواهد بود. اولین میلگرد انتقال بار در مسیر چرخ خارجی وسیله نقلیه (چرخ سمت شانه)، به فاصله حدود ۳۰۰ تا ۴۵۰ میلی‌متر از لبه روسازی قرار می‌گیرد و اولین میلگرد در مسیر چرخ داخلی وسیله نقلیه (چرخ سمت راننده)، از حدود ۴۵۰ تا ۶۰۰ میلی‌متری خط محور راه یا درز طولی شروع می‌شود. فاصله میلگردهای انتقال بار از یکدیگر برابر ۳۰۰ میلی‌متر و از ۳ تا ۴ میلگرد در مسیر عبور چرخ‌های داخلی و خارجی استفاده می‌گردد.

73- Retrofitting dowel bars

برای خارج کردن بتن از محل شیارهای ایجاد شده از چکش بادی سبک (۷ تا ۱۴ کیلوگرمی) استفاده می‌شود. راستای اعمال نیرو توسط چکش نباید عمود بر سطح روسازی باشد؛ زیرا این عمل ممکن است به سوراخ‌شدن دال بتنی منجر شود. پس از خارج کردن بتن از محل شیارها، باید محل قرارگیری میلگردهای انتقال بار مانند فرایندی که در عملیات وصله پاره عمقی گفته شد، تمیز شود (شکل ۴-۲۸-ب). در ادامه به‌منظور جلوگیری از نفوذ بتن به داخل درز یا ترک‌ها، محل درز یا ترک، در امتداد کف و دیواره‌های شیار، بتونه‌کاری[۷۴] می‌شود (شکل ۴-۲۸-پ).

میلگردهای انتقال بار باید در تمام طول و دو انتها دارای پوشش اپوکسی باشند. همچنین کلاهک انبساط غیر فلزی به دو سر میلگرد انتقال بار متصل می‌شود. این کلاهک‌های انبساط می‌توانند فضای انبساط تا ۶ میلی‌متر را برای میلگرد انتقال بار فراهم کنند. در زیر هر میلگرد انتقال بار نیز دو خرک و در وسط آن از صفحه اسفنجی (فوم بورد[۷۵]) با ضخامت حدود ۱۰ میلی‌متر استفاده می‌شود (شکل ۴-۲۸-ت). خرک‌های استفاده شده باید بتوانند فاصله‌ای حدود ۱۳ میلی‌متر از کف شیار تا زیر میلگرد انتقال بار ایجاد کنند.

هنگام قراردادن میلگرد انتقال بار در محل شیارهای ایجاد شده باید دقت شود که نصف طول میلگرد انتقال بار در هر طرف درز (ترک) قرار گیرد و راستای میلگرد انتقال بار نیز موازی محور راه باشد (شکل ۴-۲۸-ث).

برای پرکردن شیارها معمولاً از مصالح مشابه وصله‌های پاره عمیقی استفاده می‌شود. برای اینکه مصالح به نحو مناسبی اطراف میلگرد انتقال بار را احاطه نمایند، باید حداکثر اندازه سنگ‌دانه‌های مصرفی حدود ۱۰ میلی‌متر باشد. هنگام ریختن بتن با استفاده از ماشین‌آلات پخش بتن، باید دقت شود که بتن مستقیماً روی میلگردهای انتقال بار تخلیه نشود؛ زیرا این عمل باعث جابجایی میلگردهای انتقال بار می‌شود (شکل ۴-۲۸-ج). بتن باید در مجاور شیارها تخلیه و با بیل به درون شیارها هدایت گردد (شکل ۴-۲۸-چ). پس از ریختن بتن در محل شیارهای حاوی میلگرد انتقال بار، تراکم با ویبراتور به قطر حداکثر ۲۵ میلی‌متر، انجام می‌شود. در فرآیند تراکم باید دقت شود که ویبراتور به میلگرد انتقال بار، ضربه وارد نکند.

توصیه می‌شود در مواردی که قرار است عملیات سایش انجام شود، سطح بتن ۳ تا ۶ میلی‌متر بالاتر از سطح موجود اجرا شود تا پس از عملیات سایش، سطح بتن در محل شیارها، هم‌سطح بتن روسازی شود (شکل ۴-۲۸-ح). در غیر این‌صورت سطح بتن در محل شیارها هم‌تراز با سطح روسازی اجرا می‌شود.

پس از عملیات پرداخت بتن، بهتر است در اسرع وقت عملیات عمل‌آوری بتن انجام شود (شکل ۴-۲۸-خ). در ادامه و حداکثر ظرف مدت ۲۴ ساعت پس از ریختن بتن، باید محل شیارهای پرشده در امتداد درز یا ترک موجود، اره‌کاری شود (شکل ۴-۲۸-د). سپس حداکثر ظرف مدت ۱۰ روز پس از ریختن بتن عملیات سایش سطح انجام می‌شود

۷۴- Caulking- تفاوت مواد بتونه‌کاری با مواد درزگیر در آن است که مواد بتونه‌کاری از انعطاف‌پذیری کمتری نسبت به مواد درزگیر برخوردارند، ضمن آنکه ممکن است کیفیت مواد درزگیر را نداشته باشند.

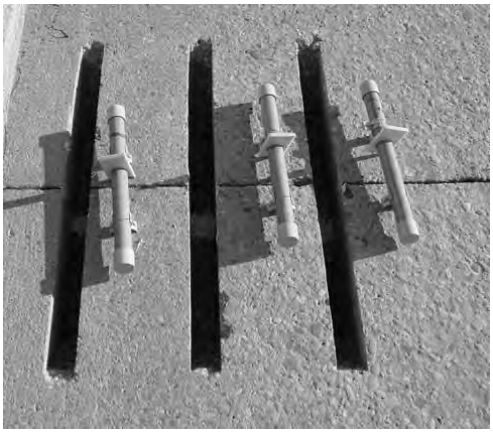
75- Foam board/Foam core board

(شکل ۴-۲۸-ذ). در ادامه ابتدا مواد زائد و دوغاب سیمانی حاصل از عملیات سایش از سطح راه جمع‌آوری شده و سپس با تمیز کردن محل درز یا ترک، برای درزگیری آن اقدام می‌شود (شکل ۴-۲۹).

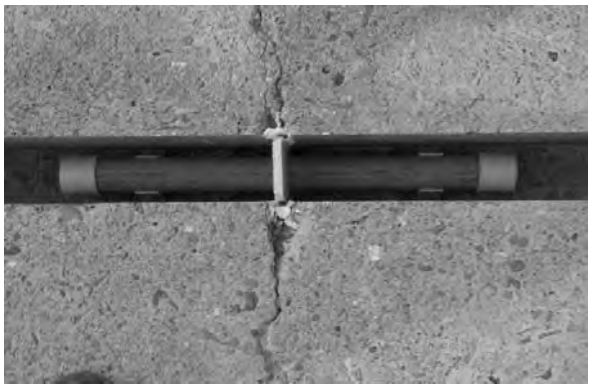
الف- ایجاد شیار برای جای‌گذاری میلگرد انتقال بار

ب- تمیز کردن محل قرارگیری میلگردهای انتقال بار

پ- بتونه‌کاری درز/ترک در محل قرارگیری میلگردهای انتقال بار

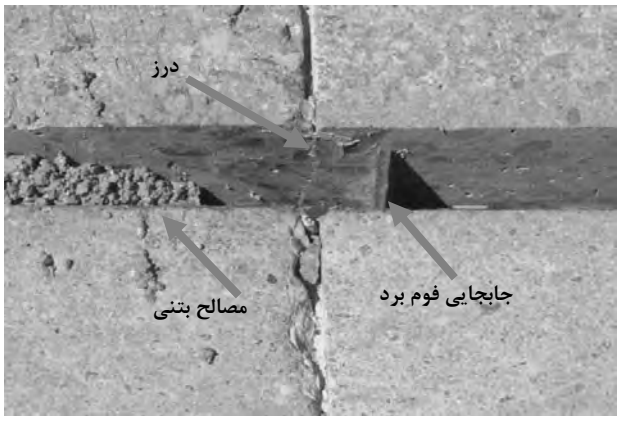


ت- قراردادن فوم بورد در وسط میلگرد انتقال بار



ث- موقعیت میلگرد انتقال بار نسبت به محل ترک

شکل ۴-۲۸- مراحل تقویت با میلگرد انتقال بار



ج- جابجایی فوم برد هنگام تخلیه بتن در محل شیار

چ- پرکردن محل شیارها

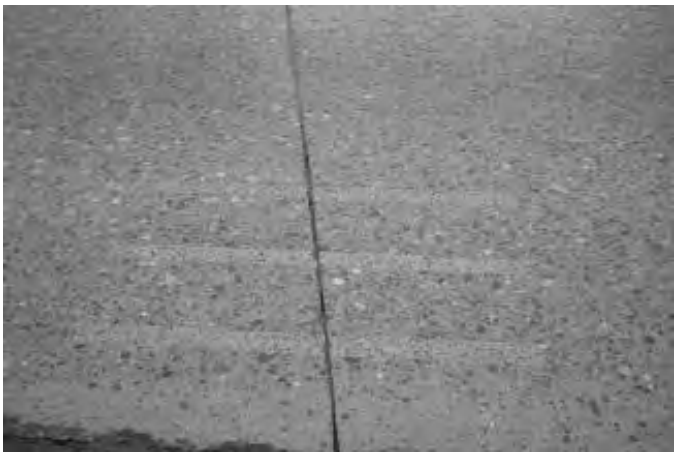
ح- اجرای سطح بتن در محل شیارها کمی بالاتر از سطح موجود

خ- عمل‌آوری محل شیارهای پرشده

د- اره‌کاری در محل شیارهای پرشده

ذ- عملیات سایش

(ادامه) شکل ۴-۲۸- مراحل تقویت با میلگردهای انتقال بار



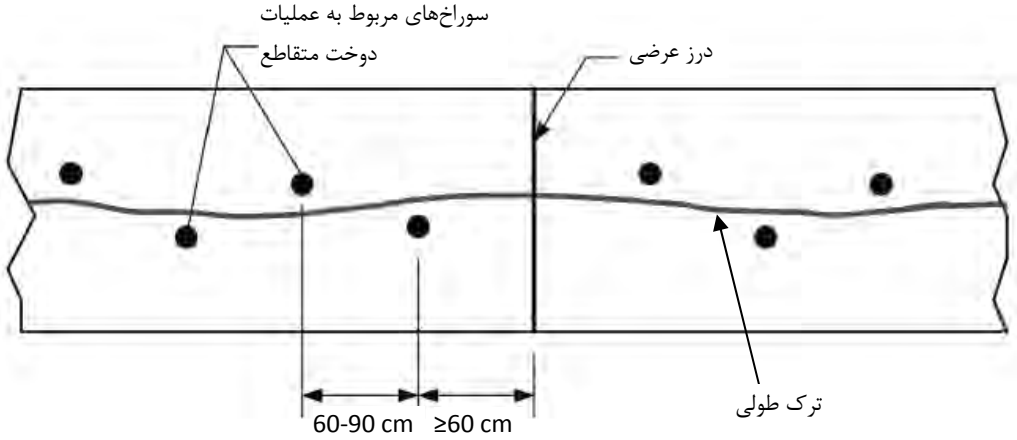
شکل ۴-۲۹- وضعیت سطح روسازی پس از عملیات تقویت با میلگرد انتقال بار

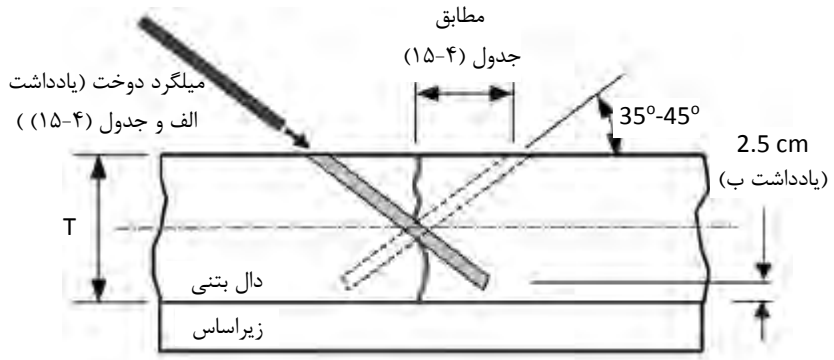
۴-۳-۵- دوخت متقاطع[۷۶]

عملیات دوخت متقاطع برای جلوگیری از بازشدگی بیشتر ترک یا درز طولی انجام می‌شود. از عملیات دوخت متقاطع هنگامی استفاده می‌گردد که بازشدگی ترک یا درز طولی بیش از ۱۳ میلی‌متر باشد و ترک در کل ضخامت دال ایجاد شده باشد. برای عملیات دوخت متقاطع معمولاً از میلگردهای آج‌دار ۲۰ میلی‌متر، با فاصله مرکز به مرکز ۶۰ تا ۹۰ سانتی‌متر استفاده می‌گردد. میلگردهای مورد استفاده برای عملیات دوخت متقاطع، در طرفین ترک یا درز طولی و با زاویه ۳۵ تا ۴۵ درجه نسبت به سطح دال بتنی کار گذاشته می‌شوند (شکل (۴-۳۰) و جدول (۴-۱۵)).

شکل (۴-۳۱) به‌طور خلاصه مراحل عملیات دوخت متقاطع در روسازی بتنی را نشان می‌دهد.

76- Cross stitching





یاداشت الف- میلگرد آج‌دار جای‌گذاری‌شده در سوراخ حفر شده باید دارای پوشش بتن حداقل به اندازه ۲/۵ سانتی‌متر باشد. برای حفر سوراخ به مطالب مندرج در یاداشت ب، مراجعه شود.

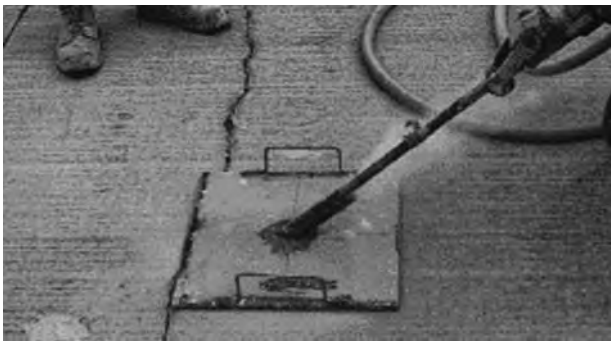
یادداشت ب- حفر سوراخ نباید در تمام ضخامت دال بتنی انجام شود، بلکه تا جایی ادامه می‌یابد که ماده اپوکسی یا دوغاب از انتهای سوراخ خارج نشود.

شکل ۴-۳۰- جزئیات مربوط به نحوه میلگردگذاری در عملیات دوخت متقاطع

جدول ۴-۱۵- ابعاد میلگرد دوخت و موقعیت سوراخ‌ها در عملیات دوخت متقاطع

زاویه میلگرد با سطح دال	ضخامت دال بتنی (سانتی‌متر)							
	۲۰	۲۲/۵	۲۵	۲۷/۵	۳۰	۳۲/۵	۳۵	۳۷/۵
	فاصله سوراخ تا ترک یا درز طولی (میلی‌متر)							
۳۵°	۱۴۵	۱۶۵	۱۸۵	۱۹۵	۲۱۵			
۴۰°				۱۶۵	۱۸۵	۱۹۵	۲۱۰	
۴۵°					۱۵۰	۱۶۵	۱۸۰	۱۹۰
	طول میلگرد دوخت (میلی‌متر)							
۳۵°	۲۴۰	۲۸۰	۳۲۰	۳۷۰	۴۰۵			
۴۰°				۳۲۰	۳۵۵	۴۰۵	۴۷۰	
۴۵°					۳۰۵	۳۵۵	۴۲۰	۴۵۵
	قطر میلگرد (میلی‌متر)							
	۲۰	۲۰	۲۰	۲۰	۲۰	۲۵	۲۵	۲۵

الف- حفر سوراخ در روسازی بتنی با دستگاه مکانیزه



ب- حفر سوراخ در روسازی بتنی با تجهیزات ساده

پ- کنترل فاصله سوراخ (پس از حفر سوراخ باید داخل آن با فشار هوا بادگیری شود تا عاری از مواد زائد گردد)

ت- ریختن اپوکسی به درون سوراخ حفرشده

ث- قراردادن میلگردهای دوخت در سوراخ‌های حاوی اپوکسی (در این شکل میلگردها هنوز به‌طور کامل جای‌گذاری نشده‌اند)

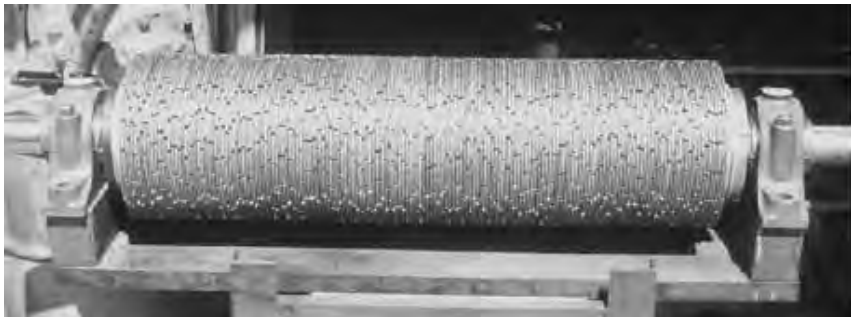
ج- پایان عملیات دوخت متقاطع

شکل ۴-۳۱- مراحل عملیات دوخت متقاطع در روسازی بتنی

۴-۳-۶- سایش[۷۷] سطح روسازی

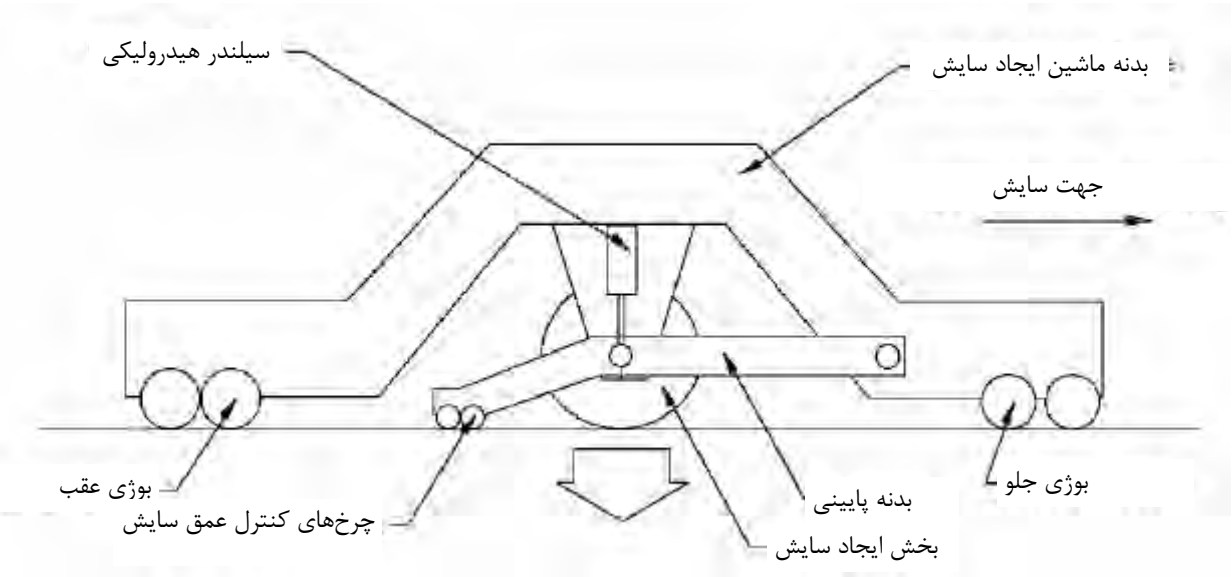
عملیات سایش سطح روسازی عبارت است از سایش ۵ تا ۷ میلی‌متر از سطح رویه بتنی در راستای طول روسازی با استفاده از تیغه‌های الماسی که به فاصله نزدیک از یکدیگر قرار گرفته‌اند. تیغه‌ها روی محوری به عرض ۱ تا ۱/۲۵ قرار می‌گیرند (شکل‌های ۴-۳۲ و ۴-۳۳). از این روش برای رفع ناهمواری‌های ناشی عملیات ترمیمی (وصله‌های عمقی، وصله‌های پاره عمقی و شیارهای پرشده در عملیات تقویت با میلگرد انتقال بار)، رفع شیارافتادگی سایشی حاصل از لاستیک‌های یخ‌شکن، رفع تابیدگی دال ناشی از تغییرات دما یا رطوبت، اصلاح ناهمواری حاصل از پلکانی‌شدن درز، کاهش سر و صدای ناشی از تماس لاستیک وسیله نقلیه با سطح روسازی و افزایش مقاومت لغزندگی سطح روسازی استفاده می‌شود. عملیات سایش سطح روسازی نمی‌تواند منجر به رفع مشکلات ناشی از ضعف سازه‌ای یا نامناسب بودن مصالح روسازی شود. به‌عنوان مثال چنانچه برای رفع خرابی پلکانی‌شدن، مشکل انتقال بار در محل درز حل نشود، بعد از مدتی پس از رفع ناهمواری (پلکانی‌شدن)، مجدداً این خرابی بروز می‌کند. همچنین با توجه به کاهش ضخامت دال بتنی در فرآیند عملیات سایش و در نتیجه کاهش ظرفیت سازه‌ای روسازی، استفاده از این روش ترمیمی برای دال‌های بتنی با ضخامت کمتر از ۲۰۰ تا ۲۳۰ میلی‌متر توصیه نمی‌شود. شکل‌های (۴-۳۴) و (۴-۳۵) نماهایی از ماشین ایجاد سایش را نشان می‌دهند. ماشین‌آلات مورد استفاده برای عملیات سایش نباید به سطح زیرین روسازی آسیبی وارد کنند.

شکل ۴-۳۲- تیغه‌های الماسی



شکل ۴-۳۳- بخش ایجاد سایش

77- Diamond grinding



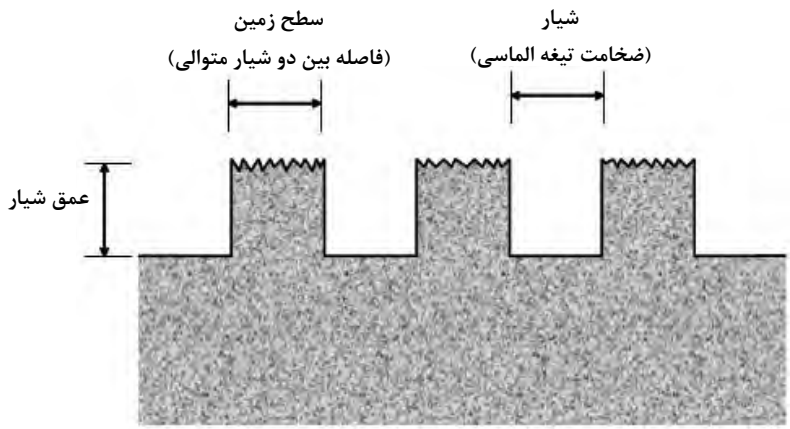
شکل ۴-۳۴- نمای شماتیک از ماشین ایجاد سایش

شکل ۴-۳۵- نمایی از ماشین ایجاد سایش

با توجه به این‌که فاصله بین دو شیار متوالی (سطح زمین[۷۸]) (شکل ۴-۳۶)، تأثیر قابل ملاحظه‌ای روی مقاومت اصطکاکی روسازی دارد، پیشنهاد می‌شود در رویه‌های بتنی با سنگ‌دانه‌های نرم‌تر (مانند سنگ آهک)، فاصله بین دو شیار متوالی یا به عبارتی فاصله بین تیغه‌های متوالی بیشتر شود. در رویه‌های بتنی با سنگ‌دانه‌های سخت، فاصله کمتر

78- Land area

تیغه‌های الماسی منجر به نتایج بهتر می‌شود. مقادیر پیشنهادی برای عرض شیار، عمق شیار و فاصله بین شیارها در جدول (۴-۱۶) ارائه شده است.



شکل ۴-۳۶- پارامترهای مربوط به شیار درعملیات سایش

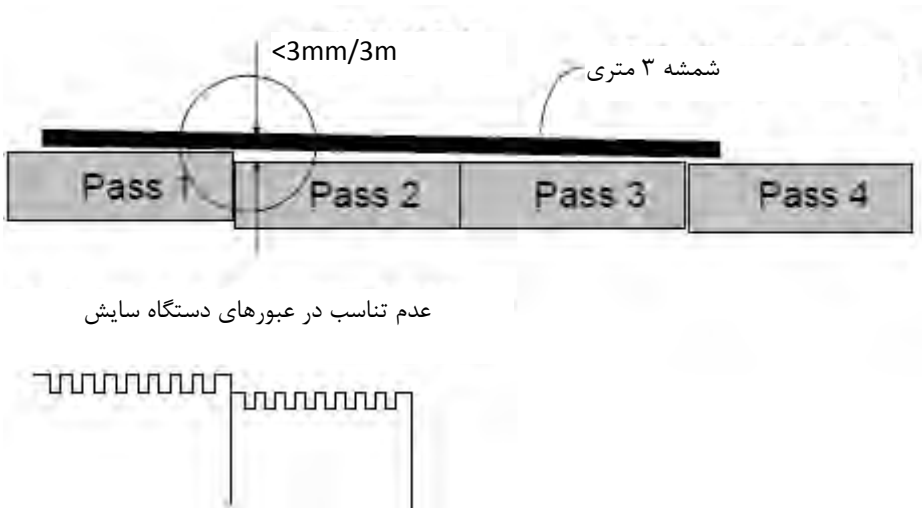
جدول ۴-۱۶- مقادیر پیشنهادی برای پارامترهای مربوط به سایش سطح رویه بتنی

مشخصه	مقدار
عرض شیار	۳-۲ میلی‌متر
عمق شیار	۲-۱/۵ میلی‌متر
فاصله بین دو شیار متوالی	۳-۱/۵

تعداد تیغه‌های الماسی که روی بخش ایجاد سایش دستگاه قرار می‌گیرند، معمولاً بین ۱۶۵ تا ۲۰۰ عدد به ازای هر متر است.

با توجه به اینکه عرض بخش ایجاد سایش[۷۹] در ماشین‌آلات کمتر از عرض خط عبور است، برای ایجاد سایش در تمام عرض یک خط، ماشین ایجاد سایش باید چند بار (۳ یا ۴ بار) عبور داده شود. هم‌پوشانی عرضی بین عبورهای متوالی باید کمتر از ۵۰ میلی‌متر (معمولاً ۲۵ تا ۵۰ میلی‌متر) باشد. برای کنترل کیفیت عملیات سایش چنانچه از یک شمشه ۳ متری استفاه شود، میزان اختلاف ارتفاع بین عبورهای انجام شده توسط دستگاه، باید کمتر از ۳ میلی‌متر باشد (شکل ۴-۳۷).

79- Grinding head

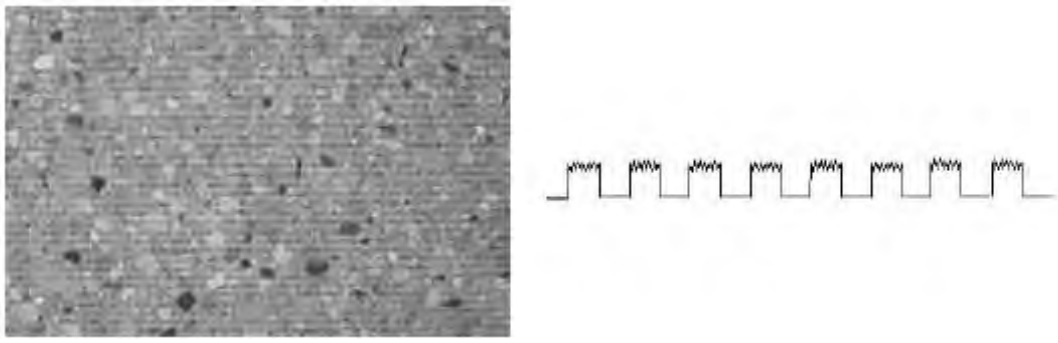


شکل ۴-۳۷- کنترل اختلاف ارتفاع بین عبورهای متوالی در عملیات سایش

در شرایط آب و هوای یخ‌بندان نباید عملیات سایش روسازی انجام شود.

پس از عملیات سایش، باید مواد زائد و دوغاب سیمانی حاصل از عملیات سایش (در عملیات سایش معمولاً از آب برای خنک کردن تیغه‌های الماسی استفاده می‌شود) از سطح راه جمع‌آوری شود. این عملیات معمولاً با سیستم مکش و تخلیه در کامیون مخصوص انجام می‌گردد. از جریان یافتن دوغاب در شانه (به‌خصوص در مناطق شهری) یا زهکش‌های اطراف راه باید جلوگیری شود. قبل از بازگشایی راه به روی وسایل نقلیه، لازم است سطح روسازی با استفاده از جاروهای مکانیکی تمیز گردد.

شکل (۴-۳۸) نمایی از سطح روسازی بتنی پس از عملیات سایش را نشان می‌دهد.



شکل ۴-۳۸- نمایی از سطح روسازی بتنی پس از عملیات سایش

۴-۳-۷- شیارزدن[۸۰] سطح روسازی

شیارزدن سطح روسازی عبارت است از ایجاد شیارهای طولی یا عرضی درسطح روسازی با استفاده از تیغه‌های الماسی. هدف اصلی از شیارزدن سطح روسازی بهبود زهکشی سطحی (خروج آب‌های سطحی در اسرع وقت) و افزایش مقاومت لغزندگی روسازی است.

80- Diamond grooving

ماشین‌آلات مورد استفاده برای عملیات شیارزدن سطح روسازی مانند ماشین آلات ایجاد سایش است با این تفاوت که چیدمان تیغه‌ها به نحوی است که فاصله مرکز به مرکز شیارهای ایجاد شده ۲۰ میلی‌متر، عرض آنها ۳ میلی‌متر و عمق آنها ۵ میلی‌متر باشد. در عملیات شیارزنی رواداری‌های مندرج در جدول (۴-۱۷) باید رعایت شود. عرض شیارها در محل قوس‌ها و شیبهای عرضی می‌تواند کمی بیش از مقادیر مندرج در جدول مذکور باشد.

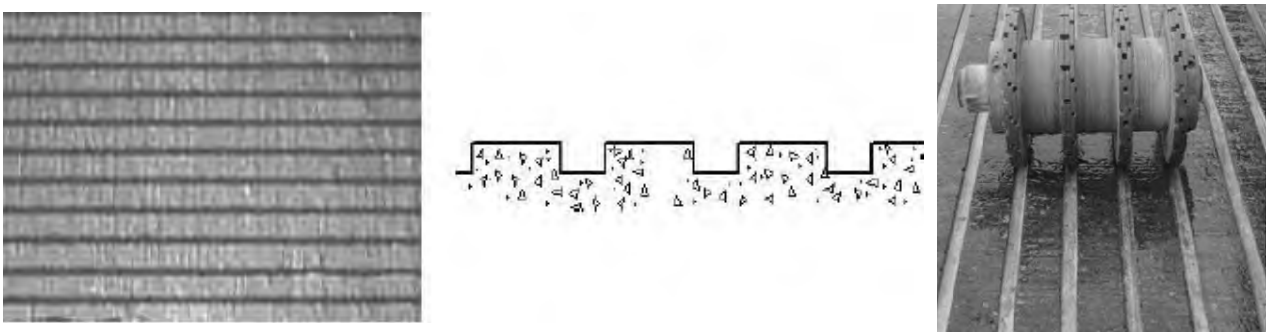
جدول ۴-۱۷- رواداری پارامترهای شیارزنی در سطح روسازی بتنی

مشخصه	رواداری (میلی‌متر)
فاصله مرکز به مرکز شیارها	±۳
عمق شیار	±۱/۵
عرض شیار	±۰/۴

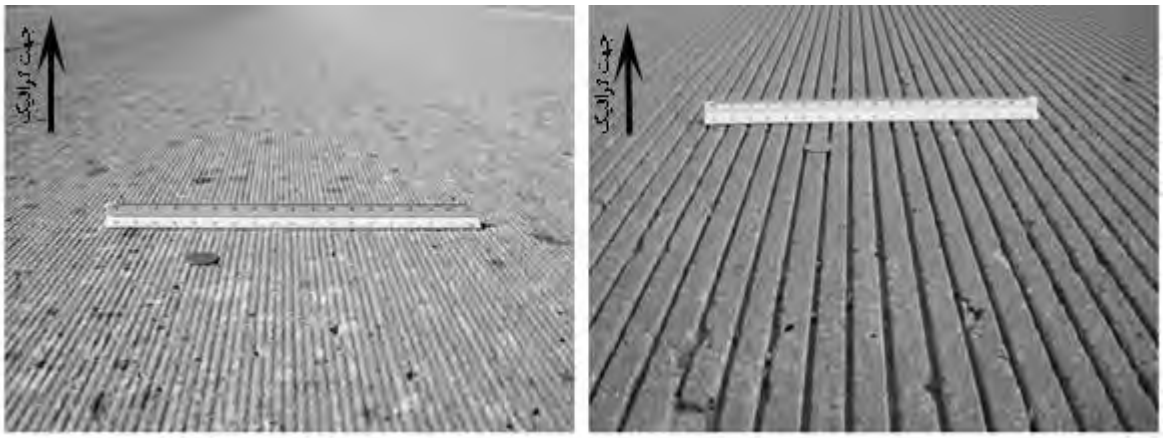
عملیات شیارزنی طولی از فاصله ۱۵۰ میلی‌متری لبه خارجی روسازی (سمت شانه) شروع و در یک الگوی پیوسته در تمام عرض خط، تا فاصله ۱۵۰ میلی‌متری درزهای طولی انجام می‌شود. همچنین شیارزنی عرضی از فاصله ۳۰۰ میلی‌متری لبه خارجی شروع و در یک الگوی پیوسته تا ۳۰۰ میلی‌متری لبه دیگر روسازی ادامه می‌یابد.

پس از عملیات شیارزنی، باید مواد زائد و دوغاب سیمانی حاصل از عملیات شیارزنی از سطح راه جمع‌آوری شده و از جریان یافتن دوغاب در شانه یا زهکش‌های اطراف راه جلوگیری شود. قبل از بازگشایی راه به روی وسایل نقلیه، لازم است سطح روسازی با استفاده از جاروهای مکانیکی تمیز گردد.

شکل (۴-۳۹) نمایی از سطح روسازی بتنی پس از عملیات سایش و شکل (۴-۴۰) تفاوت نتیجه عملیات سایش و شیارزنی را نشان می‌دهند.



شکل ۴-۳۹ - نمایی از سطح روسازی بتنی پس از عملیات شیارزنی طولی



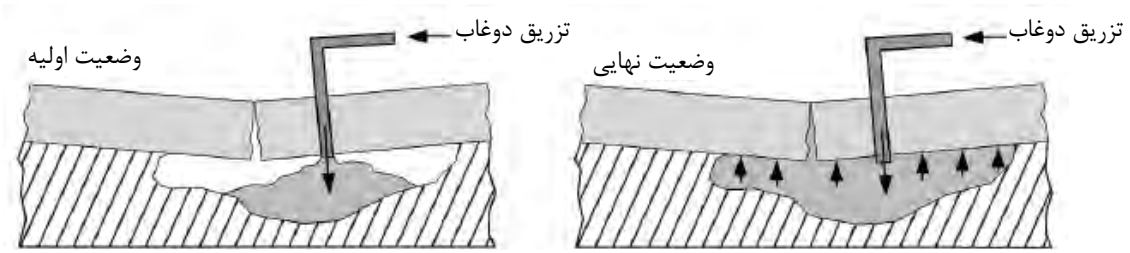
شکل ۴-۴۰- تفاوت میان نتیجه عملیات سایش (سمت چپ) و شیارزنی (راست)

۴-۳-۸- تثبیت دال[81]

در عملیات تثبیت دال، دوغاب از میان سوراخ‌هایی که در سطح دال ایجاد شده است به درون روسازی پمپ می‌شود تا به این ترتیب فضای خالی موجود در زیر دال بتنی یا لایه زیراساس پر شود. این فضاهای خالی که معمولاً عمقی کمتر از ۳ میلی‌متر دارند، اغلب در نزدیکی ترک‌ها، درزها یا در امتداد لبه‌های روسازی به‌وجود می‌آیند. فضاهای خالی معمولاً در اثر بار سنگین کامیون‌ها، مکش و یا تحکیم مصالح زیراساس و بستر ایجاد می‌شوند.

عملیات تثبیت دال با عملیات بالاآوردن دال (که در آن دالِ نشست پیدا کرده، به موقعیت اول برگردانده می‌شود) متفاوت است. شکل (۴-۴۱) نمای کلی از عملیات تثبیت دال را نشان می‌دهد.

در صورتی که دمای روسازی کمتر از ۵ درجه سانتی‌گراد باشد و یا هنگامی که زیراساس یا بستر روسازی یخ‌زده باشد، از انجام عملیات تثبیت دال باید خودداری شود.



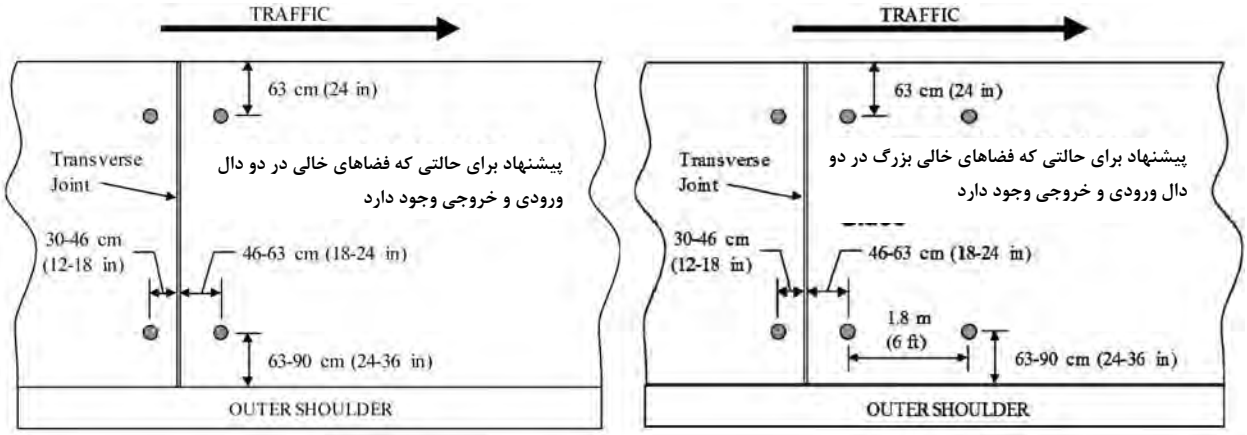
شکل ۴-۴۱- نمای کلی از عملیات تثبیت دال

موفقیت در عملیات تثبیت دال به عواملی از جمله: تعیین محل دقیق فضای خالی، طرح مخلوط مناسب دوغاب، استفاده از روش‌های اجرایی مناسب، تزریق مناسب و کنترل نهایی بستگی دارد. با بررسی چشمی درزهای پلکانی‌شده، لکه‌های حاصل از مکش، شکستگی‌های گوشه، افتادگی‌های بزرگ شانه و نقاط دچار نشست می‌توان تاحدودی محل

81- Slab stabilization/slab undersealing/slab subsealing

احتمالی فضاهای خالی زیر دال را تشخیص داد. همچنین از آزمایش افت و خیز استاتیکی یا دینامیکی نیز می‌توان برای یافتن محل فضاهای خالی استفاده کرد. افت (نشست) زیاد یکی از نشانه‌های احتمالی وجود فضای خالی در زیر دال است که اگر مقدار آن با عبور کامیون (دارای محور ۸/۲ تن)، بیشتر از ۰/۶ میلی‌متر باشد، تثبیت دال ضرورت پیدا می‌کند. فضاهای خالی را همچنین می‌توان با استفاده از دستگاه رادار نفوذی زمین[۸۲] (GPR) یا روش امواج الکترومغناطیسی[۸۳] (PEW) شناسایی کرد. روش دیگر برای تشخیص میزان پیش‌روی فضای خالی، ایجاد سوراخ و ریختن ملات رنگی در داخل آن است. به‌طوری که با سوراخ کردن دال در نقطه‌ای دیگر و مشاهده سرمته، می‌توان نفوذ ملات رنگی را در آن منطقه تشخیص داد.

فاصله سوراخ‌های حفر شده برای تثبیت دال، تابع شرایط مختلفی از جمله: فاصله درزها، وضعیت خرابی‌های موجود در دال، نوع روسازی و روانی دوغاب تزریقی است. شکل (۴-۴۲) نمونه‌ای از طرح موقعیت سوراخ‌های حفر شده در روسازی بتنی درزدار را نشان می‌دهد.



شکل ۴-۴۲- نمونه‌ای از طرح موقعیت سوراخ‌های حفر شده برای تثبیت دال بتنی درزدار

حفر سوراخ‌ها باید با دقت انجام شده و فشار سرمته کنترل شود تا قسمت تحتانی دال دچار شکستگی یا خردشدگی مخروطی شکل نشود (شکل ۴-۴۳). مقدار بار (فشار) وارد روی سرمته معمولاً باید کمتر از ۹۰ کیلوگرم باشد. با نزدیک شدن سرمته به لایه زیراساس، فشار وارد بر آن کاسته می‌شود. عمق سوراخ باید به اندازه‌ای ۲۵ میلی‌متر بیشتر از ضخامت دال یا لایه‌های زیراساس تثبیت شده باشد. قطر سوراخ ایجاد شده توسط سرمته باید بین ۳۰ تا ۵۰ میلی‌متر باشد. سوراخ ایجاد شده نباید بیشتر از ۷۵ میلی‌متر در بستر نفوذ کند.

82- Ground penetrating radar
83- Pulsed electromagnetic wave

شکل ۴-۴۳- بروز خردشدگی مخروطی شکل هنگام حفر سوراخ در دال بتنی

دوغاب سیمان - پوزولانی رایج‌ترین ماده تثبیت دال است. این دوغاب باید به اندازه کافی متراکم و از طرفی روان باشد تا جایگزین آب آزاد شود. مواد دیگر مورد استفاده عبارتند از: پلی‌اورتان، پودر سنگ آهک، سیمان، قیر و ماسه- سیمان.

دوغاب مورد استفاده برای تزریق باید از روانی و مقاومت (دوام) مناسب برخوردار باشد. برای اندازه‌گیری روانی دوغاب از آزمایش مخروط جریان[۸۴] استفاده می‌شود. نحوه انجام این آزمایش در استاندارد ASTM C939 / C939M ارائه شده است. معمولاً دوغاب سیمان پوزولانی که دارای زمان جریان ۱۰ تا ۱۶ ثانیه باشد برای عملیات تزریق مناسب است. این زمان برای دوغاب پودر آهک ۱۶ تا ۲۲ ثانیه است. مشخصات پودر آهک باید الزامات مندرج در استاندارد AASHTO M17 را برآورده نماید.

مقاومت فشاری ۷ روزه دوغاب مورد استفاده (مطابق استاندارد AASHTO T106M/T106) باید بیش از ۴ مگاپاسکال و زمان گیرش اولیه آن (مطابق استاندارد AASHTO T154) کمتر از ۲ ساعت باشد.

دستگاه تولید دوغاب باید دارای پمپ تزریق از نوع جابجایی مثبت[۸۵] و مخلوط‌کن کلوئیدی[۸۶] پرسرعت باشد. برای تهیه ترکیبی همگن باید مخلوط‌کن دستگاه با سرعت ۸۰۰ تا ۲۰۰۰ دور در دقیقه کار کند. چنانچه از دوغاب پودر سنگ آهک استفاده شود می‌توان به‌جای مخلوط‌کن کلوئیدی از مخلوط‌کن نوع پره‌ای[۸۷] استفاده کرد.

در صورتی که مصالح برای مدت بیش از یک ساعت در داخل مخلوط‌کن یا پمپ تزریقی باقی بماند، این مصالح نباید استفاده شوند. همچنین بعد از کامل شدن اختلاط اولیه دوغاب، نباید به آن آب اضافه شود.

84- Flow cone test

۸۵- در پمپ‌های جابجایی مثبت (Positive displacement injection pump) سیال از یک سمت کشیده می‌شود و در پایان هر سیکل از سمت دیگر تخلیه می‌شود. مشخصه اصلی این پمپ‌ها پریودیک (دوره‌ای) بودن عملکرد آن‌ها است. پمپ‌های با جابجایی مثبت به دو دسته کلی پمپ‌های رفت و برگشتی (reciprocating) و پمپ‌های دورانی (rotary) تقسیم کرد. در پمپ‌های جابجایی غیر مثبت (Non Positive Displacement Pump) یا همان پمپ‌های دینامیکی، یک پره‌ی متحرک با حرکت دورانی، انرژی جنبشی را به فشار یا سرعت تبدیل می‌کند. باید در نظر داشت پمپ با جابجایی منفی نداریم.

86- Colloidal mixing

87- Paddle-type

برای تزریق دوغاب با زمان جاری شدن ۱۲ ثانیه (به روش آزمایش مخروط جریان) باید از پمپ تزریق با قابلیت فشار ۱/۷۲ تا ۲/۰۷ مگاپاسکال استفاده شود. پمپ باید بتواند جریان پیوسته و با سرعت‌های کم حدود ۵/۵ لیتر در دقیقه را پمپ نماید. دوغاب باید قابلیت جابجایی آب آزاد موجود در فضای خالی را داشته باشد. تزریق دوغاب با فشاری در حدود ۰/۳ تا ۰/۵ مگاپاسکال شروع می‌شود و حداکثر فشار برابر ۰/۸ مگاپاسکال است. برای برطرف کردن مواد مزاحم از سر راه شیلنگ تزریق و نفوذ بهتر دوغاب به فضاهای خالی موجود، از یک فشار اولیه ۲ مگاپاسکال به مدت ۲ تا ۳ ثانیه استفاده می‌شود. چنانچه بعد از ۳ ثانیه فشار کاهش پیدا نکرد، مشکل دیگری مانند انسداد سوراخ حفرشده وجود دارد. برای اطمینان از عدم انسداد سوراخ حفر شده، می‌توان مقداری آب تمیز به درون سوراخ ریخت، چنانچه آب، سوراخ حفرشده را پر کند و بلافاصله برگردد، می‌توان نتیجه گرفت که احتمالاً سوراخ حفر شده، مسدود شده است.

هنگام تزریق دوغاب، آب موجود در محل فضاهای خالی از درز یا ترک‌های موجود بیرون می‌زند. عملیات تزریق تا هنگامی که دوغاب خروجی از محل‌های گفته شده به‌صورت رقیق شده مشاهده نشود، ادامه می‌یابد. چنانچه بلندشدگی در دال مشاهده شود یا دوغاب تحت حداکثر فشار مجاز نتواند پمپ شود یا دوغاب از سوراخ‌های مجاور بیرون بزند، عملیات تزریق متوقف می‌شود.

در طی عملیات تزریق، برای اطمینان از بالا نیامدن دال، لازم است حرکت رو به بالای دال ثبت شود. میزان بلند-شدگی دال در عملیات تثبیت دال باید کمتر از ۳ میلی‌متر باشد.

بلافاصله پس از تکمیل عملیات تزریق، به‌منظور جلوگیری از افت سریع فشار و بالازدن دوغاب می‌توان در محل هر یک از سوراخ‌های ایجاد شده، از درپوش‌های چوبی استفاده کرد. این درپوش‌ها تا هنگام پرشدن فضاهای خالی مجاور و گیرش دوغاب، در محل خود باقی می‌مانند.

۲۴ تا ۴۸ ساعت پس از اتمام عملیات تثبیت دال، آزمایش تعیین جابجایی انجام می‌شود. اندازه‌گیری میزان جابجایی با استفاده از بارگذاری کامیون دارای محور ۸/۲ تن و در فاصله نیمه‌شب تا ۱۰ صبح انجام می‌گردد. اگر دال‌ها قفل و بست نشده یا تحت فشار نباشند، می‌توان اندازه‌گیری را بعد از ساعت ۱۰ صبح نیز ادامه داد. چنانچه جابجایی (نشست) دال در این آزمایش زیاد باشد (بیش از ۰/۶ میلی‌متر)، عملیات باید مجدداً انجام شود. اگر عملیات تثبیت دال سه دفعه تکرار شود، ولی همچنان مقدار جابجایی (نشست) دال زیاد باشد، باید عملیات وصله‌کاری تمام عمق یا تعویض دال انجام پذیرد. بعد از تکمیل شدن عملیات تثبیت دال، سوراخ‌هایی که از قبل ایجاد شده بود باید با مخلوط ماسه و سیمان زودگیر پر شود.

۴-۳-۹- بالاآوردن دال[88]

در این روش، دال بتنی به ارتفاع و شیب عرضی مشخص بالا آورده می‌شود. این عملیات با ایجاد سوراخ‌هایی در دال بتنی و سپس تزریق دوغاب (ملات رقیق) به زیر دال انجام می‌شود. شکل (۴-۴۴) نمایی کلی از عملیات بالاآوردن دال را نشان می‌دهد.

شکل ۴-۴۴- نمایی کلی از عملیات بالاآوردن دال

چنانچه دمای روسازی کمتر از ۵ درجه سانتی‌گراد باشد و یا هنگامی که زیراساس یا بستر روسازی یخ‌زده باشد، از انجام عملیات بالا آوردن دال باید خودداری شود.

دستگاه تولید دوغاب باید دارای پمپ تزریق از نوع جابجایی مثبت و مخلوط‌کن کلوئیدی با سرعت زیاد یا مخلوط‌کن از نوع پره‌ای باشد. برای تهیه ترکیبی همگن باید مخلوط‌کن دستگاه با سرعت ۸۰۰ تا ۲۰۰۰ دور در دقیقه کار کند.

دوغاب مورد استفاده برای تزریق باید از روانی و مقاومت (دوام) مناسب برخوردار باشد. برای اندازه‌گیری روانی دوغاب از آزمایش مخروط جریان استفاده می‌شود. نحوه انجام این آزمایش در استاندارد ASTM C939 / C939M ارائه شده است. معمولاً دوغاب سیمان پوزولانی که دارای زمان جریان ۱۰ تا ۱۶ ثانیه باشد برای عملیات تزریق مناسب است. مقاومت فشاری ۷ روزه دوغاب مورد استفاده (مطابق استاندارد AASHTO T106M/T106) باید بیش از ۴ مگاپاسکال و زمان گیرش اولیه آن (مطابق استاندارد AASHTO T154) کمتر از ۲ ساعت باشد.

در صورتی که مصالح برای مدت بیش از یک ساعت در داخل مخلوط‌کن یا پمپ تزریقی باقی‌بماند، این مصالح نباید استفاده شوند. بعد از کامل شدن اختلاط اولیه دوغاب، نباید به آن آب اضافه شود.

حفر سوراخ‌ها باید به دقت انجام شده و فشار سرمته کنترل شود تا قسمت تحتانی دال دچار شکستگی یا خردشدگی مخروطی شکل نشود (شکل ۴-۴۳) عمق سوراخ باید به اندازه‌ای باشد که ضخامت دال و لایه‌های زیراساس تثبیت شده را شامل شود. قطر سوراخ ایجاد شده توسط سرمته باید ۵۰ میلی‌متر یا کمتر از آن باشد.

برای کنترل حرکت روسازی در طی فرآیند عملیات بالاآوردن دال، از ریسمان کار استفاده می‌شود. در عملیات بالا آوردن روسازی بتنی مسلح پیوسته، دوغاب باید به گونه‌ای تزریق شود که روسازی حدود ۱/۵ میلی‌متر از ریسمان کار بالاتر قرار گیرد. همچنین هنگام بالاآوردن پنل‌های انتهایی پل و دال‌های بتنی روسازی‌های درزدار، دوغاب را باید به نحوی تزریق کرد که دال حدود ۳ میلی‌متر بالاتر از ریسمان کار واقع شود.

88 -Slab jacking

فشار پیوسته در طی تزریق دوغاب را باید به ۱/۴ مگاپاسکال محدود کرد و تنها برای زمان کوتاهی استفاده از حداکثر فشار ۲ مگاپاسکال مجاز است. چنانچه دال بتنی به لایه زیراساس چسبیده باشد، می‌توان برای مدت حداکثر ۱۰ ثانیه از فشار ۴ مگاپاسکال استفاده کرد.

چنانچه مقدار بالاآمدگی دال از مقدار مجاز بیشتر شود، باید آن را با عملیات سایش اصلاح نمود. دال‌هایی که بیشتر از ۲۰ میلی‌متر از مقدار مشخص بالا آمده باشند، باید تعویض شوند.

بعد از تکمیل شدن عملیات بالاآوردن دال، سوراخ‌هایی که از قبل ایجاد شده باید با مخلوط ماسه و سیمان زودگیر پر شوند.

۴-۴- روکش روسازی‌های بتنی ساده درزدار و مسلح پیوسته

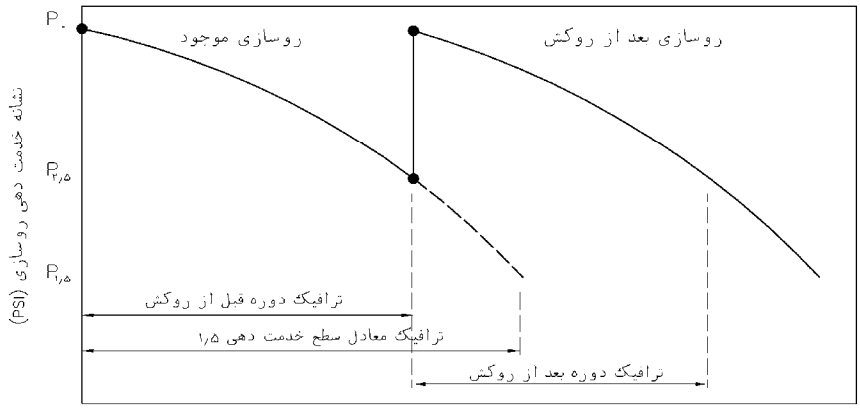
طرح روکش به‌منظور افزایش قدرت باربری روسازی انجام می‌شود. با اجرای لایه روکش، توان باربری روسازی برای تحمل ترافیک پیش‌بینی شده افزایش می‌یابد.

شکل (۴-۴۵) مثالی از چگونگی افت توان سازه‌ای و مفهوم توان مؤثر روسازی را نشان می‌دهد. شکل (۴-۴۵-الف) مربوط به کاهش نشانه خدمت‌دهی در اثر مرور زمان و بارگذاری است. هنگامی که نشانه خدمت‌دهی روسازی به مقادیر حداقل استاندارد برای راه مورد نظر رسید (بند ۲-۱-۲-۴)، با انجام بهسازی (برای مثال روکش) نشانه خدمت‌دهی افزایش یافته و روسازی دوباره آماده خدمت‌دهی برای دوره‌ای دیگر خواهد شد.

به‌دلیل آسیب‌های سازه‌ای روسازی، نه تنها کیفیت سطح راه کاهش می‌یابد، بلکه از توان سازه‌ای آن نیز همان‌طور که در شکل (۴-۴۵-ب) مشاهده می‌شود، به مرور زمان کاسته خواهد شد. با انجام بهسازی، این توان نیز افزایش یافته و روسازی آمادگی مجدد برای تحمل تعداد بیشتری وسایل نقلیه را در ادامه عمر خود خواهد داشت.

در شکل (۴-۴۵-ب)، قدرت باربری[۸۹] یک روسازی جدید با توان اولیه مشخص شده است. این توان اولیه با گذشت زمان و عبور ترافیک کاهش می‌یابد و موقع ارزیابی روسازی برای اجرای یک روکش تقویتی به سطح SC_{eff} (قدرت باربری مؤثر) می‌رسد.

89- Structural capacity



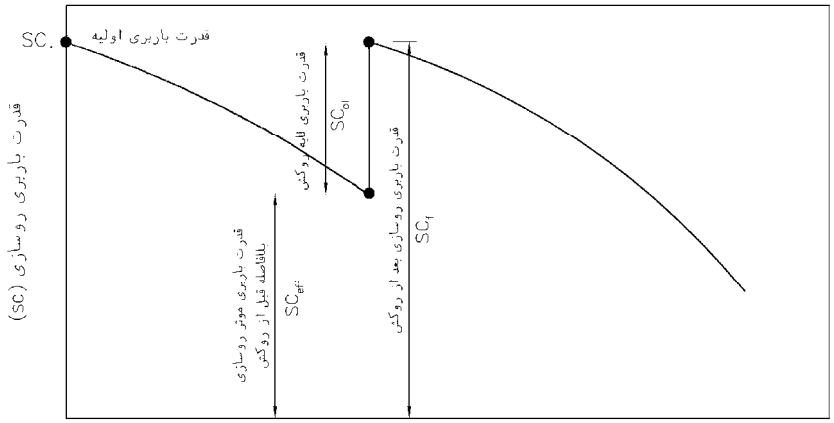
مجموع بارهای محور هم ارز (ترافیک)

P. : نشانه خدمت دهی اولیه روسازی

$P_{۲٫۵}$: نشانه خدمت دهی بلافاصله قبل از روکش

$P_{۱٫۵}$: راه غیر قابل استفاده

الف- کاهش نشانه خدمت‌دهی روسازی



ب- کاهش قدرت باربری روسازی

شکل ۴-۴۵- نمودار کاهش نشانه خدمت‌دهی و قدرت باربری روسازی بر اثر ترافیک در طول عمر روسازی

روکش‌های مورد استفاده برای روسازی‌های بتنی برحسب نوع مصالح مصرفی، به دو گروه روکش‌های بتنی (صلب) و روکش‌های آسفالتی (انعطاف‌پذیر) تقسیم‌بندی می‌شوند. هر یک از این دو گروه را می‌توان برای انواع روسازی‌های بتنی استفاده کرد.

روکش‌های بتنی بر اساس میزان چسبندگی با دال بتنی موجود، خود به سه دسته روکش‌های چسبنده[۹۰]، روکش‌های غیرچسبنده[۹۱] و روکش‌های با چسبندگی جزئی[۹۲] تقسیم می‌شوند.

90 - Bonded overlays
91- Unbonded overlays
92- Partially bonded overlays

هنگام اجرای روکش‌های چسبنده برای ایجاد پیوستگی کامل بین روکش و دال بتنی موجود از یک ماده چسبنده استفاده می‌شود؛ بدین ترتیب روسازی یک‌پارچه و مرکب ایجاد می‌شود. در حالی که برای اجرای روکش غیرچسبنده، به‌منظور جلوگیری از چسبندگی روکش با دال بتنی موجود، یک لایه پیوندزدا[۹۳] به‌کار می‌رود. در چنین حالتی روکش و دال بتنی موجود به‌صورت دو سازه مجزا عمل می‌کنند. در نوع سوم روکش‌ها (روکش‌های با چسبندگی جزئی) بدون استفاده از یک ماده چسبنده یا یک لایه پیوندزدا، روکش مستقیماً روی دال بتنی موجود قرار می‌گیرد.

۴-۴-۱- روکش‌های بتنی

نوع روکش مورد استفاده تا حدود زیادی به وضعیت خرابی و شرایط سازه‌ای دال بتنی موجود بستگی دارد. برای دال‌های بتنی فاقد خرابی‌های سازه‌ای می‌توان هر یک از سه نوع روکش بتنی (چسبنده، غیرچسبنده و چسندگی جزئی) را استفاده کرد. همچنین اگر دال بتنی موجود دارای خرابی‌های سازه‌ای جزئی یا خرابی‌های سطحی محدود باشد به شرط آن‌که این خرابی‌ها تعمیر شوند، می‌توان از هر سه نوع روکش بتنی استفاده نمود. چنانچه دال بتنی موجود دارای خرابی‌های سازه‌ای شدید (مانندترک‌خوردگی با شدت زیاد) باشد، روکش‌های چسبنده و روکش‌های با چسبندگی جزئی مناسب نخواهد بود؛ زیرا ترک‌های موجود در دال بتنی باعث ایجاد تمرکز تنش در روکش شده و در نتیجه ترک‌خوردگی روکش را به همراه خواهد داشت.

روکش‌های غیرچسبنده را می‌توان برای هر وضعیت از دال روسازی موجود، استفاده کرد. ولی هزینه این نوع روکش معمولاً بیشتر از هزینه روکش‌های از نوع چسبنده یا با چسبندگی جزئی است؛ زیرا ضخامت آن بیشتر از انواع دیگر روکش است.

با توجه به عدم قطعیت در میزان چسبندگی روکش‌های با چسبندگی جزئی، در عمل این نوع روکش‌ها کمتر استفاده می‌شوند.

۴-۴-۱-۱- روکش‌های بتنی چسبنده

روکش بتنی چسبنده را می‌توان برای هر یک از انواع روسازی بتنی استفاده کرد. روکش بتنی چسبنده معمولاً از نوع بتنی ساده است و در شرایطی استفاده می‌شود که وضعیت سازه‌ای روسازی موجود خوب باشد (شکل ۴-۴۵). استفاده از این نوع روکش منجر به بهبود وضعیت سازه‌ای یا بهبود کیفیت رانندگی و افزایش مقاومت لغزندگی می‌شود. ضخامت روکش بتنی چسبنده معمولاً بین ۵۰ تا ۱۵۰ میلی‌متر است. چنانچه هدف از اجرای روکش چسبنده، صرفاً رفع یک خرابی وظیفه‌ای مانند ناهمواری یا اصطکاک نامناسب باشد، ضخامت روکش به اندازه ۷۵ میلی‌متر کافی است.

93 -Bond breaker

عملیات اجرای روکش بتنی چسبنده برای دال‌های بتنی شامل تعمیر نواحی خراب‌شده، بهبود سیستم زهکشی زیرسطحی (در صورت نیاز)، اجرای ماده چسباننده (برای ایجاد چسبندگی بین روکش و دال بتنی موجود)، اجرای روکش بتنی، ایجاد درز و درزگیری است.

معمولاً در مواد زیر از روکش بتنی چسبنده استفاده نمی‌شود:

- مقدار ترک‌خوردگی و خردشدگی درز در دال موجود آن قدر زیاد باشد که برداشت دال موجود و تعویض آن با دال جدید اجتناب‌ناپذیر باشد؛

- اضمحلال زیاد دال بتنی موجود به علت مشکلات مربوط به دوام بروز کرده باشد (مانند ترک‌خوردگی D شکل یا سنگ‌دانه‌های واکنش‌زا[۹۴])؛

- ارتفاع آزاد در محل پل‌ها برای اجرای ضخامت روکش بتنی چسبنده کافی نباشد (البته این مورد کم‌تر اتفاق می‌افتد؛ زیرا معمولاً ضخامت روکش چسبنده زیاد نیست).

۴-۴-۱-۱-۱- طراحی ضخامت روکش بتنی چسبنده

برای طراحی روسازی بتنی چسبنده از رابطه (۴-۴) استفاده می‌شود.

$$D_{OL} = D_f - D_{eff} \qquad (۴-۴)$$

که در آن، D_{OL} ضخامت روکش بتنی چسبنده، D_f ضخامت دال بتنی مورد نیاز برای عبور ترافیک آینده و D_{eff} ضخامت مؤثر روسازی موجود است.

الف- تعیین ضخامت دال بتنی مورد نیاز برای عبور ترافیک آینده (D_f)

برای تعیین مقدار D_f مراحل زیر طی می‌شود:

الف-۱- تعیین ضریب عکس‌العمل استاتیکی مؤثر زیر دال؛

برای تعیین ضریب عکس‌العمل مؤثر زیر دال می‌توان از نتایج آزمایش افت و خیزسنج ضربه‌ای (FWD[۹۵]) یا پس از برداشتن دال، در چند قسمت از آزمایش بارگذاری صفحه مطابق استاندارد ASTM D1196/D1196M یا AASHTO T222 استفاده کرد. چنانچه تجهیزات گفته شده، در دسترس نباشند، می‌توان بر اساس قضاوت کارشناسی مشاور پروژه از روش‌های تقریبی مانند آنچه در فصل دوم (بند ۲-۱-۲-۵-۱) برای تعیین ضریب عکس‌العمل مؤثر بستر اشاره شد، استفاده کرد.

هنگام استفاده از دستگاه FWD، مقدار بار برابر ۴۱۰۰ کیلوگرم است. همچنین فواصل تعیین افت و خیز با دستگاه FWD معمولاً بین ۳۰ تا ۳۰۰ متر و در مسیر چرخ خارجی وسایل نقلیه (چرخ سمت شانه) انتخاب می‌شود. جزئیات بیشتر درخصوص اندازه‌گیری افت و خیز با دستگاه FWD در استانداردهای ASTM D4694 و ASTM D4695 ارائه شده است.

94- Reactive aggregate
95- Falling Wight Deflectometer

برای تعیین ضریب عکس‌العمل دینامیکی بستر روسازی موجود (k) با استفاده از دستگاه FWD، ابتدا میزان جابجایی در زیر هر یک از ژئوفون‌های واقع در فواصل ۰، ۳۰، ۶۰ و ۹۰ سانتی‌متر از مرکز بارگذاری دستگاه FWD، تعیین می‌شود. سپس با استفاده از رابطه (۴-۵)، مقدار جابجایی متوسط بر اساس مساحت کاسه انحنای افت و خیز[96] (AREA) محاسبه می‌گردد.

$$AREA = 6(1 + 2\frac{d_{12}}{d_0} + 2\frac{d_{24}}{d_0} + \frac{d_{36}}{d_0}) \qquad (۴-۵)$$

که در آن پارامتر AREA بیان‌گر مقدار جابجایی متوسط بر اساس مساحت کاسه انحنای افت و خیز بر حسب اینچ و d_0، d_{12}، d_{24} و d_{36} به ترتیب میزان جابجایی در زیر هر یک از ژئوفون‌های واقع در فواصل ۰، ۳۰، ۶۰ و ۹۰ سانتی‌متر (۰، ۱۲، ۲۴ و ۳۶ اینچ) است. مقدار AREA معمولاً برای بتن سالم بین ۷۴ تا ۸۱ سانتی‌متر (۲۹ تا ۳۲ اینچ) تغییر می‌کند.

ضریب عکس‌العمل دینامیکی مؤثر زیر دال با استفاده از شکل (۴-۴۶) به‌دست می‌آید. این شکل بر اساس شعاع بارگذاری برابر ۱۵ سانتی‌متر و مقدار بار ۴۱۰۰ کیلوگرم ارائه شده است. برای بارهای تا ۹۰۰ کیلوگرم کمتر یا بیشتر از ۴۱۰۰ کیلوگرم (۹۰۰±۴۱۰۰) می‌توان با درون‌یابی یا برون‌یابی خطی مقادیر متناظر با بار مورد نظر را از روی افت و خیز مربوط به بار ۴۱۰۰ کیلوگرم محاسبه کرد.

به‌منظور طراحی ضخامت روکش برای یک مقطع یکنواخت، باید از متوسط ضریب عکس‌العمل دینامیکی مؤثر (k) دال‌های آزمایش‌شده در آن مقطع استفاده شود.

برای تعیین ضریب عکس‌العمل استاتیکی مؤثر کافی است، ضریب عکس‌العمل دینامیکی به‌دست آمده را نصف کرد. از ضریب عکس‌العمل استاتیکی می‌توان برای تأثیر شرایط فصلی (که در فصل دوم بیان شد) استفاده کرد.

الف-۲- تعیین ضریب الاستیسیته دال بتنی موجود (E_c)؛

پس از مشخص شدن ضریب عکس‌العمل دینامیکی مؤثر از مرحله قبل، با استفاده از شکل (۴-۴۷) ابتدا پارامتر E_cD^3 و سپس با در اختیارداشتن ضخامت دال بتنی موجود (D)، ضریب الاستیسیته دال بتنی موجود (E_c) به‌دست می‌آید.

مقدار E_c معمولاً بین ۲۰۰۰۰ تا ۵۵۰۰۰ مگاپاسکال (۳۰۰۰۰۰۰ psi تا ۸۰۰۰۰۰۰ psi) است. چنانچه مقدار E_c خارج از محدوده گفته شده باشد، ممکن است یک یا چند مورد زیر اتفاق افتاده باشد:

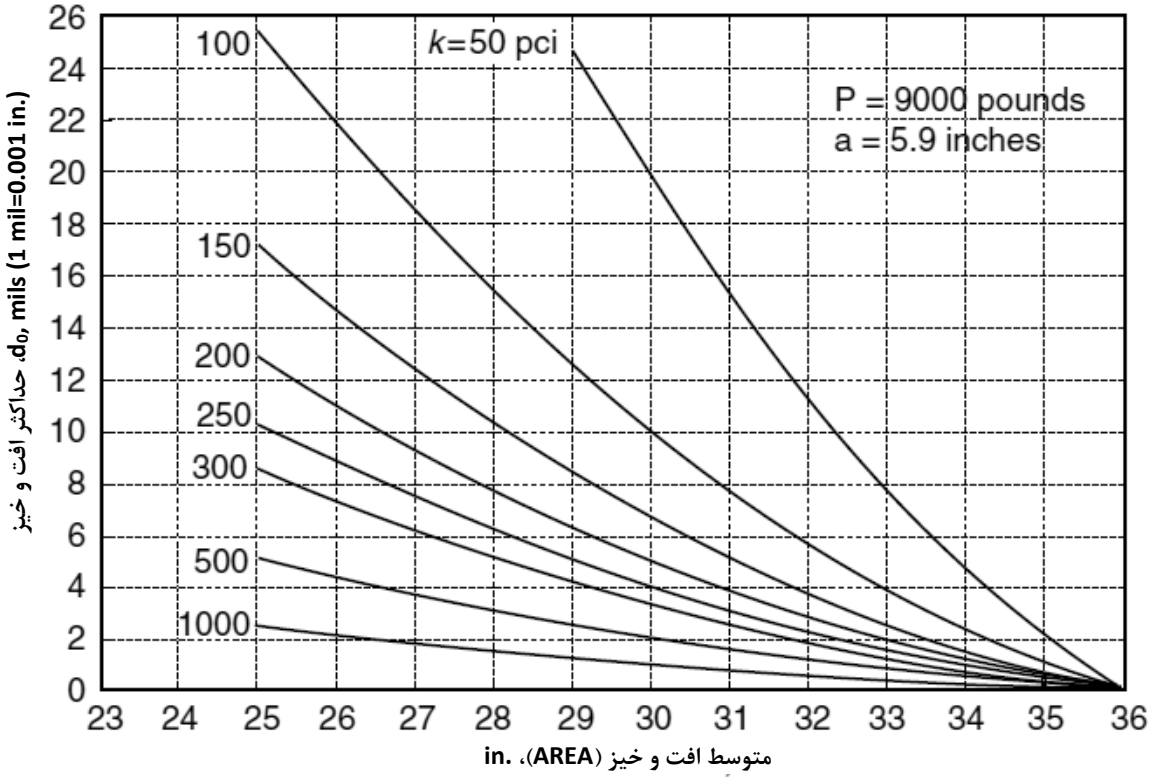
۱) خطا در تعیین ضخامت دال بتنی موجود؛

۲) اندازه‌گیری افت و خیز در محل ترک؛

۳) آسیب‌دیدگی اساسی روسازی بتنی.

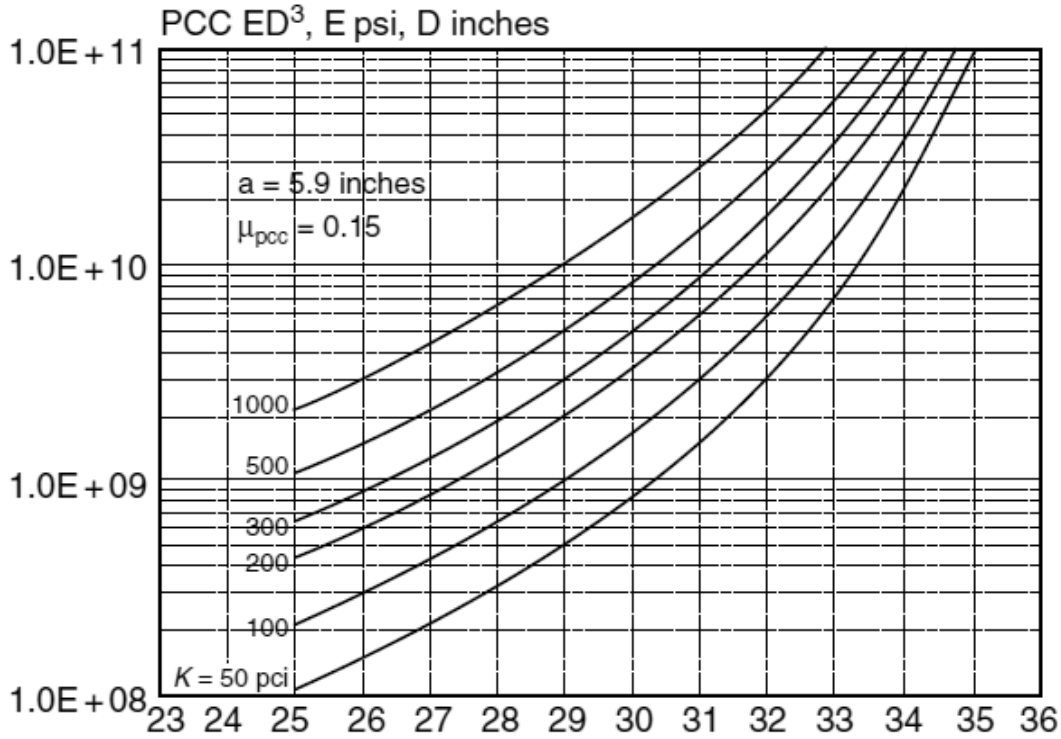
به‌منظور طراحی ضخامت روکش برای یک مقطع یکنواخت، باید از متوسط ضریب الاستیسیته (E_c) دال‌های آزمایش‌شده در آن مقطع استفاده شود.

96- Deflection basin area



شکل ۴-۴۶- تعیین ضریب عکس‌العمل دینامیکی

(۱in=۲۵/۴ mm ،۱lb=۴/۴۵N=۰/۴۵۴ Kg ،۱psi=۶/۸۹ kPa ،۱pci=۱lb/in^3=./۲۷۱MN/m^3)



متوسط افت و خیز (AREA)، in.

شکل ۴-۴۷- تعیین ضریب الاستیسیته دال بتنی

(۱in=۲۵/۴ mm ،۱psi=۶/۸۹ kPa)

الف-۳- تعیین ضریب انتقال بار در محل درز؛

برای روسازی‌های بتنی از نوع ساده درزدار (JPCP)، در محل درزهایی که به نوعی نشان‌دهنده وضعیت کلی درزها باشند، مقدار انتقال بار در مسیر چرخ خارجی وسایل نقلیه (چرخ سمت شانه) اندازه‌گیری می‌شود. اندازه‌گیری انتقال بار باید در شرایطی که دمای هوا ۲۵ درجه سانتی‌گراد یا کمتر باشد، انجام شود. برای این منظور باید صفحه بارگذاری در یک درز به نحوی قرار گیرد که لبه صفحه بارگذاری مماس با درز باشد. در این حالت میزان افت و خیز در مرکز صفحه بارگذاری و در فاصله ۳۰ سانتی‌متر از مرکز بارگذاری اندازه‌گیری می‌شود. سپس با استفاده از رابطه (۴-۶)، درصد انتقال بار محاسبه می‌گردد.

$$\Delta LT = 100(\frac{\Delta_{ul}}{\Delta_l}) \times B \qquad (۴-۶)$$

که در آن ΔLT درصد انتقال بار، Δ_{ul} افت و خیز در طرف بارگذاری نشده، Δ_l افت و خیز در طرف بارگذاری شده و B ضریب اصلاح خمش دال است.

مقدار ضریب اصلاح خمش دال را می‌توان از رابطه (۴-۷) محاسبه کرد.

$$B = \frac{d_0}{d_{12}} \qquad (۴-۷)$$

که در آن d_0 و d_{12} به ترتیب میزان افت و خیز اندازه‌گیری شده در مرکز بارگذاری و در فاصله ۳۰ سانتی‌متری از مرکز بارگذاری است. مقدار B معمولاً بین ۱/۰۵ تا ۱/۱۵ تغییر می‌کند.

برای طراحی ضخامت روکش در یک مقطع یکنواخت، باید از متوسط میزان انتقال بار در درزهای آزمایش‌شده در آن مقطع استفاده شود.

برای روسازی‌های بتنی از نوع ساده درزدار (JPCP)، ضریب انتقال بار (J) از جدول (۴-۱۸) به‌دست می‌آید.

جدول ۴-۱۸- ضریب انتقال بار روسازی‌های بتنی از نوع JPCP

درصد انتقال بار	ضریب انتقال بار (J)
۷۰<	۳/۲
۵۰-۷۰	۳/۵
۵۰>	۴/۰

برای روکشِ روسازی‌های بتنی مسلح پیوسته (CRCP)، با این فرض که ترک‌های فعال، با روسازی مسلح پیوسته تعمیر می‌شوند مقدار ضریب انتقال بار (J)، برابر ۲/۲ تا ۲/۶ در نظر گرفته می‌شود.

الف-۴- تعیین ضریب گسیختگی بتن دال موجود با استفاده از یکی از روش‌های زیر (روش دوم توصیه می‌شود)؛

الف-۴-۱- انجام آزمایش کشش غیرمستقیم روی گمانه‌های به قطر ۱۵ سانتی‌متر از محل پروژه؛

برای این منظور تعدادی گمانه به قطر ۱۵ سانتی‌متر از میان دال تهیه شده و روی آنها آزمایش کشش غیرمستقیم طبق استاندارد ASTM C496 / C496M انجام می‌شود. با در دست داشتن، مقاومت کششی غیرمستقیم، ضریب گسیختگی بتن از رابطه (۴-۸) محاسبه می‌گردد.

$$S_c^{'} = 210 + 1.02IT \qquad (۴-۸)$$

که در آن $S_c^{'}$ ضریب گسیختگی (psi) و IT مقاومت کششی غیرمستقیم مغزه‌های به قطر ۱۵ سانتی‌متر (psi) است.

الف-۴-۲- تعیین ضریب الاستیسیته دال بتنی با استفاده از محاسبات معکوس (نتایج حاصل از انجام آزمایش FWD) و سپس استفاده از رابطه (۴-۹).

$$S_c^{'} = 43.5(\frac{E}{10^6}) + 488.5 \qquad (۴-۹)$$

که در آن، $S_c^{'}$ ضریب گسیختگی (psi) و E ضریب الاستیسیته دال بتنی (psi) حاصل از محاسبات معکوس است.

$S_c^{'}$ روسازی مسلح پیوسته (CRCP) را فقط در نقاطی که ترکی در کاسه افت و خیز، وجود نداشته باشد می‌توان از محاسبات معکوس محاسبه کرد.

ضریب گسیختگی بتن معمولاً بین ۴ تا ۵/۵ مگاپاسکال (۶۰۰psi تا ۸۰۰psi) است.

الف-۵- تعیین نشانه افت خدمت‌دهی (ΔPSI)؛

برای این منظور باید مقدار نشانه خدمت‌دهی روسازی بلافاصله بعد از روکش (P_1) منهای نشانه خدمت‌دهی روسازی در هنگام تعمیر بعدی (P_2) شود.

الف-۶- تعیین افت شرایط تکیه‌گاهی دال موجود (LS)؛

گوشه‌های درز که افت شرایط تکیه‌گاهی دارند را می‌توان با انجام آزمایش FWD شناسایی کرد. افت شرایط تکیه‌گاهی در روسازی‌های مسلح پیوسته (CRCP) را می‌توان با رسم نمودار افت و خیز یک لبه دال یا مسیر چرخ تعیین کرد. در این حالت، نقاطی که افت و خیز قابل ملاحظه‌ای دارند، به‌عنوان نقاط مستعد افت شرایط تکیه‌گاهی شناسایی می‌شوند. مشکل افت شرایط تکیه‌گاهی در روسازی موجود را می‌توان با عملیات تثبیت دال که قبلاً بیان شد، برطرف نمود. در مرحله طراحی ضخامت روکش فرض می‌شود که دال کاملاً روی لایه زیرین تکیه دارد بنابراین، مقدار LS برابر صفر منظور می‌شود.

الف-۷- تعیین قابلیت اطمینان (R)، انحراف معیار کلی (S_0) و ضریب زهکشی (C_d) بر اساس مطالب مندرج در فصل دوم؛

قابلیت اطمینان طراحی روکش می‌تواند متفاوت از قابلیت اطمینان در مرحله طراحی روسازی باشد. توصیه می‌شود برای طراحی روکش بتنی از قابلیت اطمینان ۹۵ درصد و انحراف معیار کلی برابر ۰/۳۹ استفاده شود.

درخصوص ضریب زهکشی، باید قابلیت زهکشی زیرسطحی (در صورت وجود) را پس از عملیات نگهداری و تعمیر مد نظر قرار داد. پدیده مکش یا پلکانی‌شدن در محل درز یا ترک، نشان‌دهنده وجود مشکل در زهکشی زیرسطحی است. در حالت ضعیف بودن کیفیت زهکشی زیر سطحی، ضریب زهکشی برابر ۱ منظور می‌شود.

الف-۸- تعیین تعداد محور هم‌ارز ۸/۲ تنی که قرار است از روکش عبورکند.

با در اختیار داشتن اطلاعات بالا، با استفاده از رابطه یا نمودار طراحی روسازی بتنی که در فصل دوم (رابطه (۲-۱۵) یا شکل (۲-۱۴)) ارائه شده است، مقدار پارامتر D_f تعیین می‌شود.

جدول (۴-۱۹) کاربرگ مربوط به محاسبه پارامتر D_f را نشان می‌دهد.

جدول ۴-۱۹- کاربرگ تعیین D_f برای روسازی‌های بتنی

مشخصات دال بتنی موجود	
ضخامت	=.....
نوع سیستم انتقال بار (میلگرد انتقال بار، قفل و بست سنگ‌دانه‌ای، CRCP)	
نوع شانه (بتنی متصل با میلگرد دوخت یا ...)	
ضریب گسیختگی بتن (S'_c) (معمولاً بین ۶۰۰psi تا ۸۰۰psi (۴MPa تا ۵/۵MPa)	=.....
ضریب الاستیسیته (E) (برای بتن سالم ۳۰۰۰۰۰۰ psi تا ۸۰۰۰۰۰۰psi (۲۰۰۰۰MPa تا ۵۵۰۰۰MPa) و برای بتن معیوب کوچک‌تر از ۳۰۰۰۰۰۰psi (۲۰۰۰۰MPa))	=.....
ضریب انتقال بار (J)	=.....
ترافیک	
تعداد محور ۸/۲ تنی که قرار است در آینده در طی دوره عمر از خط طراحی عبور کند (N_f)	=.....
شرایط تکیه‌گاهی و زهکشی	
ضریب دینامیکی مؤثر	=.....
ضریب استاتیکی مؤثر (نصف ضریب دینامیکی مؤثر است)، (معمولاً بین ۵۰ تا ۵۰۰psi/inch (۱۴Mpa/m تا ۱۴۰MPa/m))	=.....
ضریب زهکشی (C_d) (برای زهکشی زیرسطحی با کیفیت ضعیف این ضریب برابر ۱ در نظر گرفته می‌شود)	=.....
افت نشانه خدمت دهی (ΔPSI)	
نشانه خدمت نهایی منهای نشانه خدمت اولیه (P_1-P_2)	=.....
قابلیت اطمینان	
قابلیت اطمینان طراحی (R)	=.....
انحراف معیار کلی (S_0) (معمولاً ۰/۳۹)	=.....
ظرفیت سازه‌ای آینده	
ضخامت دال بتنی برای ترافیکی که قرار است در آینده از روی آن عبور کند (D_f) (از رابطه (۲-۱۵) یا شکل (۲-۱۴) که در بخش طراحی روسازی بتنی ارائه شده است، به‌دست می‌آید)	D_f=.....

ب- تعیین ضخامت مؤثر روسازی موجود (D_{eff})

برای تعیین ضخامت مؤثر روسازی موجود (D_{eff}) از دو روش کلی به شرح زیر استفاده می‌شود:

ب-۱- تعیین ضخامت مؤثر روسازی موجود (D_{eff}) با استفاده از روش بررسی وضعیت روسازی؛

در این روش برای تعیین D_{eff} از رابطه (۴-۱۰) استفاده می‌شود.

$$D_{eff} = F_{jc} \times F_{dur} \times F_{fat} \times D \qquad (۴-۱۰)$$

که در آن، D ضخامت دال بتنی موجود و F_{jc} ضریب تعدیل درزها و ترک‌ها، F_{dur} ضریب تعدیل دوام و F_{fat} ضریب تعدیل خرابی خستگی است.

ضریب تعدیل درزها و ترک‌ها (F_{jc}) به‌منظور اِعمال اثر بروز ترک‌های انعکاسی حاصل از درزها، ترک‌ها و دیگر ناپیوستگی‌های تعمیر نشده در روسازی موجود قبل از عملیات روکش است. توصیه می‌شود قبل از عملیات روکش، درزهای معیوب، ترک‌ها (غیر از ترک‌های D-شکل و خرابی‌های ناشی از سنگ‌دانه‌های واکنش‌زا) و دیگر خرابی‌هایی که یک ناگسستگی در روسازی موجود ایجاد کرده‌اند، با عملیات مناسب مرمت شوند. در این‌صورت مقدار F_{jc} برابر یک خواهد شد. چنانچه تعمیر تمام خرابی‌ها قبل از انجام روکش امکان‌پذیر نباشد، برای تعیین F_{jc}، به ترتیب زیر عمل می‌شود:

الف- برای روسازی‌های بتنی بدون ترک‌خوردگی D-شکل یا خرابی ناشی از سنگ‌دانه‌های واکنش‌زا؛

- تعیین تعداد درز معیوب تعمیر نشده در مایل (هر مایل ۱۶۰۹ متر است)؛
- تعداد ترک تعمیر نشده در مایل؛
- تعداد سوراخ‌شدگی تعمیر نشده در مایل؛
- تعداد درز انبساط به جز درزهای با عرض بیشتر از ۲۵ میلی‌متر؛

در روسازی‌های بتنی از نوع مسلح پیوسته، ترک‌هایی که با میلگردهای موجود به‌طور محکم نگه‌داشته شده‌اند، شمارش نمی‌شود.

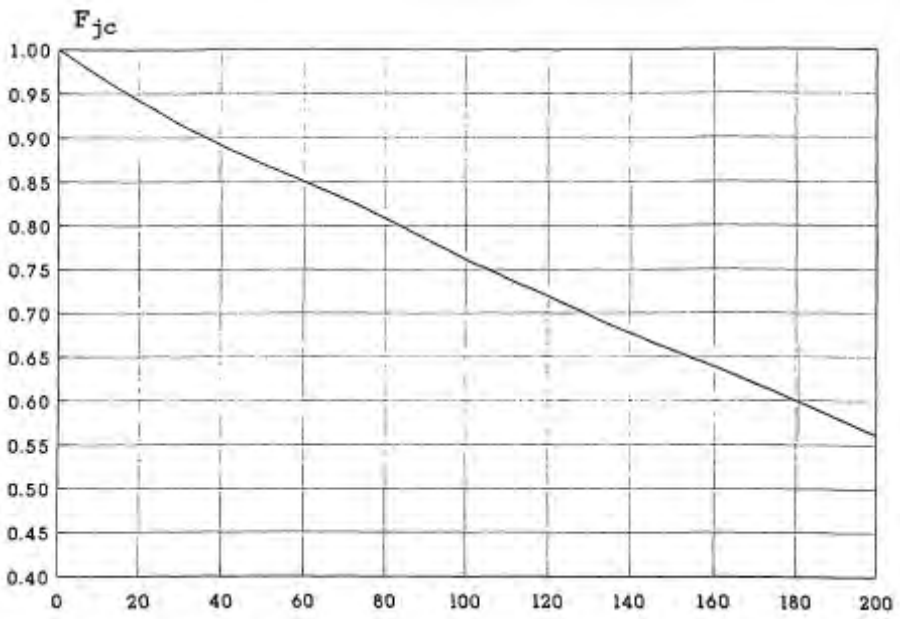
پس از تعیین تعداد کل خرابی‌های فوق، برای تعیین F_{jc} از شکل (۴-۴۸) استفاده می‌شود.

ب- برای روسازی‌های بتنی دارای ترک‌خوردگی D-شکل یا خرابی ناشی از سنگ‌دانه‌های واکنش‌زا؛

در این حالت تعداد خرابی‌های تعمیر نشده که ناشی از مسائل مربوط به دوام نباشند، شمارش شده و سپس با استفاده از شکل (۴-۴۸)، پارامتر F_{jc} تعیین می‌شود.

چنانچه تمام خردشدگی درزها یا ترک‌ها، ناشی از ترک‌خوردگی D-شکل یا سنگ‌دانه‌های واکنش‌زا باشند، مقدار پارامتر F_{jc} برابر ۱ در نظر گرفته می‌شود.

ضریب تعدیل دوام (F_{dur}) برای اِعمال اثر خرابی‌های مرتبط با دوام (مانند ترک D-شکل یا خرابی ناشی از سنگ‌دانه‌های واکنش‌زا) در نظر گرفته می‌شود. برای تعیین این ضریب مطابق جدول (۴-۲۰) عمل می‌گردد.



تعداد درز عرضی معیوب و ترک در مایل (هر مایل ۱۶۰۹ متراست)

شکل ۴-۴۸- تعیین پارامتر F_{jc}

جدول ۴-۲۰- تعیین ضریب F_{dur}

F_{dur}	وضعیت خرابی از نوع دوام
۱	نشانه‌ای از مشکل دوام در دال بتنی مشاهده نمی‌شود
۰/۹۶-۰/۹۹	وجود ترک نوع D بدون خردشدگی
۰/۸۰-۰/۹۵	ترک‌خوردگی و خردشدگی وجود دارد (معمولاً در این شرایط از روکش چسبنده استفاده نمی‌شود)

ضریب تعدیل خرابی خستگی (F_{fat}) برای اِعمال اثر ترک‌های خستگی در دال موجود، در نظر گرفته می‌شود. برای تعیین این ضریب، مقدار ترک‌های عرضی (در روسازی‌های بتنی ساده درزدار) یا سوراخ‌شدگی (در روسازی‌های بتنی مسلح پیوسته) که بیشتر در اثر تکرار بارگذاری اتفاق افتاده باشند، مد نظر قرار می‌گیرند. برای این منظور مطابق جدول (۴-۲۱) عمل می‌شود.

جدول ۴-۲۱- تعیین ضریب F_{fat}

وضعیت خرابی خستگی	F_{fat}
تعدد ترک‌های عرضی یا سوراخ شدگی کم است (در اثر ترک‌های نوع D یا سنگ‌دانه‌های واکنش‌زا ایجاد نشده‌اند) روسازی JPCP: < ۵ درصد دال‌ها ترک‌خورده‌اند روسازی CRCP: < ۴ سوراخ‌شدگی در مایل*	۰/۹۷-۱
تعدد ترک‌های عرضی یا سوراخ شدگی قابل توجه است (در اثر ترک‌های نوع D یا سنگ‌دانه‌های واکنش‌زا ایجاد نشده‌اند) روسازی JPCP: ۵ تا ۱۵ درصد دال‌ها ترک‌خورده‌اند روسازی CRCP: ۴ تا ۱۲ سوراخ‌شدگی در مایل*	۰/۹۴-۰/۹۶
تعدد ترک‌های عرضی یا سوراخ شدگی قابل توجه است (در اثر ترک‌های نوع D یا سنگ‌دانه‌های واکنش‌زا ایجاد نشده‌اند) روسازی JPCP: > ۱۵ درصد دال‌ها ترک‌خورده‌اند روسازی CRCP: > ۱۲ سوراخ‌شدگی در مایل*	۰/۹۰-۰/۹۳

*هر مایل ۱۶۰۹ متر است.

ب-۲- تعیین ضخامت مؤثر روسازی موجود (D_{eff}) با استفاده از روش عمر باقی‌مانده[97]؛

در این روش ابتدا عمر باقیمانده روسازی با استفاده از رابطه (۴-۱۱) محاسبه می‌شود.

$$RL = 100(1 - \frac{N_p}{N_{1.5}}) \qquad (۴-۱۱)$$

که در آن، RL درصد عمر باقیمانده روسازی موجود، N_p تعداد محور هم‌ارز ۸/۲ تنی عبوری از خط طرح روسازی موجود تا قبل از انجام روکش و $N_{1.5}$ تعداد کل محور هم‌ارز ۸/۲ تنی عبوری از خط طرح برای اینکه روسازی غیر قابل استفاده (نشانه خدمت‌دهی برابر ۱/۵) شود، می‌باشد. برای تعیین $N_{1.5}$ با فرض نشانه خدمت‌دهی برابر ۱/۵ و ضریب اطمینان ۵۰ درصد، از رابطه یا نمودار مربوط به طراحی روسازی بتنی (که در فصل دوم ارائه شده است) استفاده می‌شود.

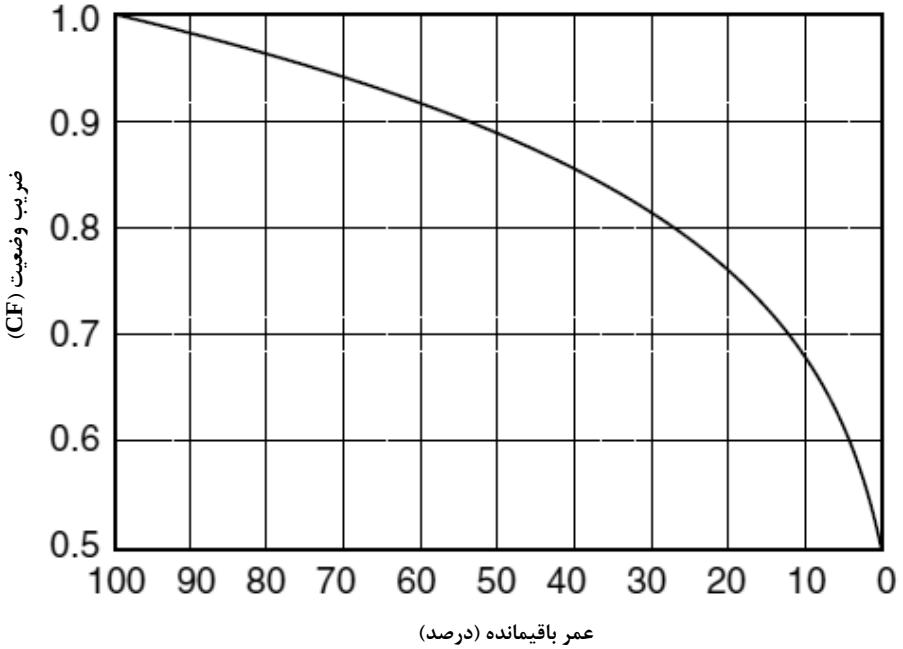
پس از تعیین عمر باقیمانده (RL)، با استفاده از نمودار مندرج در شکل (۴-۴۹) ابتدا پارامتر CF (ضریب وضعیت[98]) و سپس با استفاده از رابطه (۴-۱۲) ضخامت مؤثر روسازی موجود (D_{eff}) محاسبه می‌گردد.

$$D_{eff} = CF \times D \qquad (۴-۱۲)$$

که در آن، CF ضریب وضعیت و D ضخامت دال بتنی موجود است.

در این روش اثر تعمیرات قبل از عملیات روکش در نظر گرفته نمی‌شود، بنابراین، مقدار D_{eff} حاصل از این روش محافظه‌کارانه خواهد بود؛ به عبارت دیگر چنانچه تعمیرات قبل از روکش انجام شود، مقدار D_{eff} بیشتر می‌شود.

97- Remaining Life
98- Condition Factor



شکل ۴-۴۹- تعیین ضریب CF

جدول (۴-۲۲) کاربرگ مربوط به محاسبه پارامتر D_{eff} برای روکش بتنی چسبنده را نشان می‌دهد.

جدول ۴-۲۲- کاربرگ تعیین D_{eff} برای روکش بتنی چسبنده روسازی‌های بتنی

روش بررسی وضعیت روسازی

تعیین ضریب F_{jc}

تعداد درزهای معیوب تعمیر نشده در مایل* =.....

تعداد ترک تعمیر نشده در مایل =.....

تعداد سوراخ‌شدگی تعمیر نشده =.....

تعداد درز انبساط موجود به جز درزهای با عرض بیشتر از ۲۵ میلی‌متر =.....

تعداد خرابی‌های فوق در مایل =.....

F_{jc} (با استفاده از شکل ۴-۴۸) =.....

(چنانچه تمام نواحی معیوب، تعمیر شوند، این ضریب برابر ۱ خواهد بود)

تعیین ضریب F_{dur}

نشانه‌ای از مشکل دوام در دال بتنی مشاهده نمی‌شود (F_{dur}=۱)

وجود ترک نوع D بدون خردشدگی (F_{dur}=۰/۹۶-۰/۹۹)

ترک‌خوردگی و خردشدگی وجود دارد (F_{dur}=۰/۸۰-۰/۹۵)

F_{dur} =.....

تعیین ضریب F_{fat}

تعدد ترک‌های عرضی یا سوراخ شدگی کم است (در اثر ترک‌های نوع D یا سنگ‌دانه‌های واکنش‌زا ایجاد نشده‌اند) (F_{fat}=۰/۹۷-۱/۰۰)

تعدد ترک‌های عرضی یا سوراخ شدگی قابل توجه است (در اثر ترک‌های نوع D یا سنگ‌دانه‌های واکنش‌زا ایجاد نشده‌اند) (F_{fat}=۰/۹۴-۰/۹۶)

تعدد ترک‌های عرضی یا سوراخ شدگی قابل توجه است (در اثر ترک‌های نوع D یا سنگ‌دانه‌های واکنش‌زا ایجاد نشده‌اند) (F_{fat}=۰/۹۰-۰/۹۳)

F_{fat} =.....

$D_{eff} = F_{jc} \times F_{dur} \times F_{fat} \times D$ =.....

روش عمر باقیمانده

N_p (تعداد محور هم‌ارز ۸/۲ تنی عبوری از خط طراحی روسازی موجود تا قبل از انجام روکش) =.....

$N_{1.5}$ (تعداد کل محور هم‌ارز ۸/۲ تنی عبوری از خط طرح برای اینکه نشانه خدمت‌دهی نهایی روسازی برابر ۱/۵ شود) =.....

$$RL = 100(1 - \frac{N_p}{N_{1.5}}) = \ldots\ldots\ldots\ldots$$

CF=.....(شکل ۴-۴۹)

$$D_{eff} = CF \times D = \ldots\ldots\ldots\ldots$$

*هر مایل ۱۶۰۹ متر است.

۴-۴-۱-۱-۲- ملاحظات اجرایی مربوط به روکش‌های بتنی چسبنده

الف- آماده‌سازی سطح روسازی موجود

قبل از اجرای روکش چسبنده باید سطح روسازی موجود، تمیز و با استفاده از ماشین‌آلات مخصوص که لایه نازکی از بتن موجود را برمی‌دارند، سطح آن زبر و خشن[۹۹] شود. در این عملیات نباید ترک یا دیگر انواع خرابی روی سطح ایجاد گردد. استفاده از عملیات سندبلاست یا فشار زیاد آب (فشار بیش از ۴۱/۴ مگاپاسکال) از جمله از فرآیندهای معمول در این ارتباط است. نازل پاشش ماسه یا آب، باید در فاصله ۱۵۰ تا ۴۵۰ میلی‌متری سطح قرار گیرد. از تراش سرد[۱۰۰] نیز برای ایجاد سطح زبر و خشن در روسازی موجود نیز می‌توان استفاده کرد، ولی باید دقت شود که این عملیات منجر به ایجاد خرابی در روسازی نگردد. بعد از تراش سرد باید با استفاده از سندبلاست قسمت‌های سست، از سطح روسازی برداشته شوند. در عملیات تراش سرد، خراش‌هایی به ضخامت حداقل ۶ میلی‌متر در سطح بتنی موجود ایجاد می‌شود.

قبل از اجرای روکش بتنی چسبنده، باید خرابی‌های موجود در روسازی بتنی موجود به شرح جدول (۴-۲۳) تعمیر شوند.

جدول ۴-۲۳- خرابی‌های موجود در دال بتنی که قبل از اجرای روکش چسبنده باید تعمیر شوند

نوع خرابی	نوع تعمیر
ترک‌های فعال	وصله عمقی یا تعویض دال
سوراخ‌شدگی	وصله عمقی
خردشدگی درز	وصله عمقی یا پاره عمقی
وصله‌های معیوب	وصله عمقی
مکش/پلکانی‌شدن	ایجاد زهکشی‌های لبه‌ای[۱۰۱]
تورم/نشست	بالاآوردن دال یا بازسازی ناحیه مربوط

وصله عمقی و تعویض دال‌های بتنی ساده درزدار باید از نوع بتنی و به همراه میلگرد انتقال بار یا میلگرد دوخت باشد. وصله عمقی در روسازی‌های بتنی مسلح پیوسته باید از نوع مسلح پیوسته باشد. استفاده از آسفالت برای وصله عمقی در دال‌های مسلح پیوسته مجاز نیست ضمن آنکه وصله‌های آسفالتی موجود در روسازی بتنی مسلح پیوسته نیز باید برداشته شده و با روسازی بتنی مسلح پیوسته جایگزین گردد.

درزهای مستهلک کننده فشار[۱۰۲] یا درزهای انبساط باید در محل سازه‌های مشخص قرار داده شود و ایجاد آن در فواصل مشخص از روسازی ضرورت ندارد. تنها استثناء در این زمینه در محل‌هایی است که سنگ‌دانه‌های واکنش‌زا باعث

99- Rough
100- Cold milling
101- Edge drains
102- Pressure relief joints

انبساط دال شده‌اند. همچنین اگر در محل درزها مواد تراکم‌ناپذیر وجود داشته باشد، قبل از انجام روکش باید این درزها تمیزشده و مجدداً درزگیری شوند.

ب- اجرای ماده چسباننده برای ایجاد چسبندگی بین روکش و دال بتنی موجود

عملکرد مطلوب روسازی چسبنده تا حدود زیادی به پیوستگی مناسب روکش با روسازی بتنی موجود بستگی دارد. برای ایجاد چسبندگی بین روکش و روسازی موجود می‌توان از ملات آب- سیمان و ماسه، دوغاب آب و سیمان یا چسب‌های با کندروانی (ویسکوزیته) کم استفاده کرد. درخصوص مشخصات دوغاب سیمانی مورد استفاده، به مطالب مندرج در تثبیت دال مراجعه شود.

ماده چسباننده درست قبل از اجرای روکش اجرا می‌شود. چنانچه در هنگام اجرای روکش، ماده چسباننده خشک شده باشد، باید ماده چسباننده برداشته شده و با ماده جدید جایگزین گردد. قبل از اجرای ماده چسبانده باید سطح روسازی موجود خشک باشد.

پ- عملیات بتن‌ریزی روکش

برای عملیات بتن‌ریزی روکش، ملاحظات مندرج در عملیات پخش بتن روسازی‌های بتنی باید مورد توجه قرار گیرد. اسلامپ بتنِ روکش حداکثر ۶۰ میلی‌متر است. همچنین توصیه می‌شود هوای ایجاد شده در بتنِ روکش برابر ۱/۵±۶/۵ درصد باشد. عبور وسایل نقلیه از روکش هنگامی مجاز است که مقاومت فشاری بتن روکش حداقل ۲۵ مگاپاسکال باشد و درزها نیز تمیز و با درزگیر پر شده باشند.

ت- درزها

پس از اجرای روکش بتنی چسبنده روی روسازی‌های بتنی ساده درزدار، به محض آن که گیرش کافی در بتن ایجاد شد، باید درمحل متناظر با درزهای عرضی و طولی موجود در دال بتنی، برش‌هایی در روکش ایجاد شود. عمق برش‌های طولی به اندازه نصف ضخامت روکش است. عمق برش‌های عرضی نیز چنانچه ضخامت روکش کمتر از ۷/۵ سانتی‌متر باشد، شامل کل ضخامت روکش و اگر ضخامت بیشتر از ۷۵ میلی‌متر باشد، مانند موارد متناظر برای روسازی‌های بتنی عمل می‌شود.

در محل درزهای ایجاد شده در روکش نباید از میلگرد انتقال بار یا میلگردهای مسلح کننده استفاده کرد.

هنگامی که روسازی موجود از نوع مسلح پیوسته باشد، نباید در روکش چسبنده اجرا شده روی آن، درزهای عرضی اجرا شود. در محل متناظر با درزهای طولی موجود در روسازی مسلح پیوسته، برش‌هایی طولی در نصف ضخامت روکش ایجاد می‌گردد. در پایان، درزهای ایجاد شده، درزگیری می‌شوند.

۴-۴-۱-۲- روکش‌های بتنی غیرچسبنده

با اجرای روکش بتنی غیرچسبنده از نوع ساده درزدار یا مسلح پیوسته روی هر یک از انواع روسازی بتنی انتظار می‌رود ظرفیت باربری و عملکرد روسازی موجود بهبود یابد. روکش‌های غیرچسبنده را می‌توان برای هر وضعیت از دال روسازی موجود، استفاده کرد؛ با این حال استفاده از این نوع روکش معمولاً هنگامی از لحاظ اقتصادی به صرفه است که روسازی موجود از نظر خرابی در وضعیت بدی باشد.

یکی از مزایای روسازی بتنی غیرچسبنده آن است که حجم عملیات تعمیر روسازی بتنی موجود به نحو قابل ملاحظه‌ای کاهش می‌یابد. با این وجود هزینه این نوع روکش معمولاً بیشتر از هزینه روکش‌های از نوع چسبنده یا با چسبندگی جزئی است؛ زیرا ضخامت آن بیشتر از انواع دیگر روکش است. ضخامت روکش بتنی غیرچسبنده روسازی راه‌ها معمولاً ۱۷۵ تا ۲۵۰ میلی‌متر میلی‌متر است.

عملیات اجرای روکش بتنی غیرچسبنده برای دال‌های بتنی شامل تعمیر نواحی به شدت خراب‌شده، بهبود سیستم زهکشی زیرسطحی (در صورت نیاز)، اجرای میان‌لایه[۱۰۳] (پیوندزدا[۱۰۴])، اجرای روکش بتنی، ایجاد درز و درزگیری است.

از روکش بتنی غیرچسبنده معمولاً در موارد زیر استفاده نمی‌شود:

- مقدار ترک‌خوردگی دال‌ها و خردشدگی درز زیاد نباشد و استفاده از گزینه‌های تعمیری دیگر اقتصادی‌تر باشد؛
- ارتفاع آزاد در محل پل‌ها برای اجرای روکش بتنی غیرچسبنده کافی نباشد؛
- روسازی موجود مستعد تورم یا نشست‌های بزرگ باشد.

۴-۴-۱-۲-۱- طراحی ضخامت روسازی بتنی غیرچسبنده

مقدار ضخامت روکش مورد نیاز برای افزایش ظرفیت سازه‌ای روسازی موجود، از رابطه (۴-۱۳) به‌دست می‌آید.

$$D_{ol} = \sqrt{D_f^2 - D_{eff}^2} \qquad (۴-۱۳)$$

که در آن، D_{ol} ضخامت مورد نیاز برای روکش بتنی غیرچسبنده (سانتی‌متر)، D_f ضخامت دال بتنی برای عبور ترافیک آینده (سانتی‌متر) و D_{eff} ضخامت مؤثر دال موجود (سانتی‌متر) است.

الف- تعیین ضخامت دال بتنی برای عبور ترافیک آینده (D_f)

برای محاسبه پارامتر D_f همانند فرآیند ارائه شده در طراحی ضخامت روکش بتنی چسبنده عمل می‌شود. برای طراحی ضخامت روکش غیرچسبنده فرض می‌شود که دال کاملاً روی لایه زیرین تکیه دارد؛ بنابراین مقدار پارامتر افت شرایط تکیه‌گاهی (LS) که در فرآیند طراحی ضخامت روسازی استفاده می‌شود، برابر صفر منظور می‌گردد.

جدول (۴-۲۴) کاربرگ مربوط به محاسبه پارامتر D_f برای روکش بتنی غیرچسبنده را نشان می‌دهد.

103- Interlayer
104- Bond breaker

جدول ۴-۲۴- کاربرگ تعیین D_f برای طراحی روکش بتنی غیرچسبنده

مشخصات دال بتنی موجود	
ضخامت	=.....
نوع سیستم انتقال بار (میلگرد انتقال بار، قفل و بست سنگ‌دانه‌ای، CRCP)	
نوع شانه (بتنی متصل با میلگرد دوخت یا ...)	
ضریب گسیختگی بتن روکش غیرچسبنده ($S_c^{'}$) (معمولاً بین ۶۰۰psi تا ۸۰۰psi (۴MPa تا ۵/۵MPa)	=.....
ضریب الاستیسیته بتن (E) (۳۰۰۰۰۰۰ psi تا ۸۰۰۰۰۰۰psi (۲۰۰۰۰MPa تا ۵۵۰۰۰MPa)	=.....
ضریب انتقال بار روکش غیرچسبنده (J)	=.....
ترافیک	
تعداد محور ۸/۲ تنی که قرار است در آینده در طی دوره عمر از خط طراحی عبور کند (N_f)	=.....
شرایط تکیه‌گاهی و زهکشی	
ضریب دینامیکی مؤثر	=.....
ضریب استاتیکی مؤثر (نصف ضریب دینامیکی مؤثر است)، (معمولاً بین ۵۰ تا ۵۰۰psi/inch (۱۴Mpa/m تا ۱۴۰MPa/m))	=.....
ضریب زهکشی (C_d) (برای زهکشی زیرسطحی با کیفیت ضعیف این ضریب برابر ۱ در نظر گرفته می‌شود)	=.....
افت نشانه خدمت دهی (ΔPSI)	
نشانه خدمت نهایی منهای نشانه خدمت اولیه (P_1-P_2)	=.....
قابلیت اطمینان	
قابلیت اطمینان طراحی (R)	=.....
انحراف معیار کلی (S_0) (معمولاً ۰/۳۹)	=.....
ظرفیت سازه‌ای آینده	
ضخامت دال بتنی برای ترافیکی که قرار است در آینده از روی آن عبور کند (D_f) (از رابطه (۲-۱۵) یا شکل (۲-۱۴) که در بخش طراحی روسازی بتنی ارائه شده است، به‌دست می‌آید)	D_f=.....

ب- تعیین ضخامت مؤثر روسازی موجود (D_{eff})

برای تعیین ضخامت مؤثر روسازی موجود (D_{eff}) از دو روش کلی به شرح زیر استفاده می‌شود:

ب-۱- تعیین ضخامت مؤثر روسازی موجود (D_{eff}) با استفاده از روش بررسی وضعیت روسازی؛

در این روش برای تعیین D_{eff} از رابطه (۴-۱۴) استفاده می‌شود.

$$D_{eff} = F_{jcu} \times D \qquad (۱۴-۴)$$

که در آن، D ضخامت دال بتنی موجود (برای طراحی روکش غیرچسبنده بتنی مقدار D حداکثر ۲۵۰ میلی‌متر در نظر گرفته می‌شود، حتی اگر ضخامت دال بتنی موجود بیش از ۲۵۰ میلی‌متر باشد)) و F_{jcu} ضریب تعدیل درزها و ترک-ها برای روکش غیرچسبنده است.

ضریب تعدیل درزها و ترک‌ها برای روکش غیرچسبنده (F_{jcu}) به‌منظور اِعمال اثر بروز ترک‌های انعکاسی یا سوراخ‌شدگی حاصل از درزها، ترک‌ها و دیگر ناپیوستگی‌های تعمیر نشده در روسازی موجود قبل از عملیات روکش است. کاهش سطح خدمت‌دهی (PSI) در اثر این عامل، برای روکش‌های از نوع ساده درزدار خیلی کم مشاهده شده است. برای تعیین F_{jcu}، به ترتیب زیر عمل می‌شود:

- تعیین تعداد درز معیوب تعمیر نشده در مایل (هر مایل ۱۶۰۹ متر است)؛
- تعداد ترک تعمیر نشده در مایل؛
- تعداد سوراخ‌شدگی تعمیر نشده در مایل؛
- تعداد درز انبساط به جز درزهای با عرض بیشتر از ۲۵ میلی‌متر.

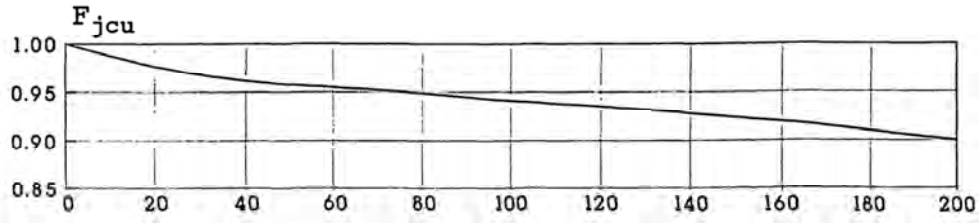
پس از تعیین تعداد کل خرابی‌های فوق، برای تعیین F_{jcu} از شکل (۴-۵۰) استفاده می‌شود.

چنانچه در عملیات روکش غیرچسبنده بتنی از یک میان‌لایه آسفالتی ضخیم (حدود ۵ سانتی‌متر) استفاده شود، انتظار می‌رود ترک‌های انعکاسی بروز نکنند، بنابراین، در چنین مواد می‌توان ضریب F_{jcu} را برابر ۱ در نظر گرفت.

ب-۲- تعیین ضخامت مؤثر روسازی موجود (D_{eff}) با استفاده از روش عمر باقی‌مانده؛

برای این منظور مانند روکش بتنی چسبنده عمل می‌شود. یادآور می‌شود در طراحی روکش بتنی غیرچسبنده بتنی، ضخامت دال بتنی موجود (D) حداکثر ۲۵۰ میلی‌متر در نظر گرفته می‌شود، حتی اگر ضخامت دال بتنی موجود بیش از ۲۵۰ میلی‌متر باشد.

جدول (۴-۲۵) کاربرگ مربوط به محاسبه پارامتر D_{eff} برای روکش بتنی غیرچسبنده را نشان می‌دهد.



تعداد درز عرضی معیوب و ترک در مایل (هر مایل ۱۶۰۹ متراست)

شکل ۴-۵۰- تعیین پارامتر F_{jcu} برای روکش بتنی غیرچسبنده

جدول ۴-۲۵- کاربرگ تعیین D_{eff} برای روکش بتنی غیرچسبنده

روش بررسی وضعیت روسازی

تعیین ضریب F_{jcu}

تعداد درزهای معیوب تعمیر نشده در مایل* =.....

تعداد ترک تعمیر نشده در مایل =.....

تعداد سوراخ‌شدگی تعمیر نشده =.....

تعداد درز انبساط موجود به جز درزهای با عرض بیشتر از ۲۵ میلی‌متر =.....

تعداد خرابی‌های فوق در مایل =.....

F_{jcu} (با استفاده از شکل ۴-۵۰) =.....

$$D_{eff} = F_{jcu} \times D = \ldots\ldots\ldots\ldots$$

** در فرآیند طراحی روکش بتنی غیرچسبنده، ضخامت دال بتنی موجود (D)، حداکثر ۲۵۰میلی‌متر در نظر گرفته می‌شود، حتی اگر ضخامت دال بتنی موجود بیش از ۲۵۰ میلی‌متر باشد.

روش عمر باقیمانده

N_p (تعداد محور هم‌ارز ۸/۲ تنی عبوری از خط طراحی روسازی موجود تا قبل از انجام روکش) =.....

$N_{1.5}$ (تعداد کل محور هم‌ارز ۸/۲ تنی عبوری از خط طرح برای این‌که نشانه خدمت‌دهی نهایی روسازی برابر ۱/۵ شود) =.....

$$RL = 100(1 - \frac{N_p}{N_{1.5}}) = \ldots\ldots\ldots\ldots$$

CF=.....(شکل ۴-۴۹)

$$D_{eff} = CF \times D = \ldots\ldots\ldots\ldots$$

** در فرآیند طراحی روکش بتنی غیرچسبنده، ضخامت دال بتنی موجود (D) باید حداکثر ۲۵۰ میلی‌متر در نظر گرفته می‌شود، حتی اگر ضخامت دال بتنی موجود بیش از ۲۵۰ میلی‌متر باشد.

*هر مایل ۱۶۰۹ متر است.

۴-۴-۱-۲-۲- ملاحظات اجرایی مربوط به روکش‌های بتنی غیرچسبنده

الف- آماده‌سازی سطح روسازی موجود

قبل از اجرای روکش بتنی غیرچسبنده، باید خرابی‌های موجود به شرح جدول (۴-۲۶) تعمیر شوند.

جدول ۴-۲۶- خرابی‌های موجود در دال بتنی که قبل از اجرای روکش غیرچسبنده باید تعمیر شوند

نوع خرابی	نوع روکش	نوع تعمیر
ترک فعال	ساده درزدار	تعمیر نیاز نیست
	مسلح پیوسته	چنانچه افت و خیز قبل ملاحظه است، از عملیات وصله عمقی با میلگرد انتقال بار استفاده شود
سوراخ‌شدگی	ساده درزدار، مسلح پیوسته	وصله عمقی
خردشدگی درز	ساده درزدار	تعمیر نیاز نیست
	مسلح پیوسته	وصله عمقی در محل‌هایی که درز به شدت خراب شده است
مکش	ساده درزدار، مسلح پیوسته	ایجاد زهکشی‌های لبه‌ای (در صورت نیاز)
نشست	ساده درزدار، مسلح پیوسته	تراز با آسفالت
انتقال بار ضعیف در محل درز/ترک	ساده درزدار، مسلح پیوسته	تعمیر نیاز نیست؛ چنانچه تعداد زیادی درز یا ترک با وضعیت انتقال بار ضعیف وجود داشته باشد، از یک میان لایه آسفالتی ضخیم‌تر (حدود ۵ سانتی‌متر) استفاده شود

ب- اجرای میان‌لایه (پیوندزدا)

بین روکش بتنی غیرچسبنده و دال بتنی موجود از یک میان‌لایه (پیوندزدا) استفاده می‌شود. آسفالت با ضخامت حداقل ۲۵ میلی‌متر معمول‌ترین میان‌لایه است. از این لایه آسفالتی می‌توان برای تراز کردن (رگلاژ) سطح روسازی موجود (قبل از انجام روکش) نیز استفاده کرد. از انواع دیگر میان‌لایه‌ها که در عملیات اجرای روکش غیرچسبنده روی دال‌های بتنی فاقد اضمحلال زیاد و پلکانی‌شدن زیاد با موفقیت استفاده شده است، می‌توان به آسفالت سطحی، اسلاری‌سیل (دوغاب قیری) (حداقل ضخامت ۳ میلی‌متر) و ماسه آسفالت اشاره کرد.

در راه‌های دارای ترافیک سنگین باید به پتانسیل فرسایش میان لایه توجه شود. آسفالت سطحی با ضخامت کم می‌تواند زودتر از مخلوط آسفالتی گرم مضمحل شود. چنانچه برای جمع‌آوری آب از میان‌لایه یک سیستم زهکشی طراحی شود، می‌توان از میان‌لایه نفوذپذیر با دانه‌بندی باز استفاده کرد. این نوع میان‌لایه به نحو مطلوبی ترک‌های انعکاسی را کنترل کرده و از پدیده مکش و فرسایش میان‌لایه جلوگیری می‌کند.

پ- مسلح کردن روکش‌های غیر چسبنده از نوع مسلح پیوسته

در روکش‌های غیرچسبنده از نوع مسلح پیوسته باید از میلگردهای مسلح‌کننده استفاده شود. نحوه طراحی میلگرد در این نوع روکش‌ها مانند فرآیند طراحی میلگرد برای دال‌های بتنی از نوع مسلح پیوسته است با این تفاوت که به دلیل چسبندگی بین میان‌لایه آسفالتی و روکش بتنی، ضریب اصطکاک در این مرحله مقادیر بزرگ‌تر (۲ تا ۴) خواهد داشت.

ت- عملیات بتن‌ریزی روکش

برای عملیات بتن‌ریزی روکش، ملاحظات مندرج در عملیات پخش بتن روسازی‌های بتنی باید مورد توجه قرار گیرد. اگر روکش با دستگاه دارای ویبره پخش می‌شود، اسلامپ آن حداکثر ۷۰ میلی‌متر و اگر با دست پخش می‌شود، اسلامپ آن حداکثر ۱۰۰ میلی‌متر است. همچنین توصیه می‌شود هوای ایجاد شده در بتنِ روکش برابر ۱/۵±۶/۵ درصد باشد. عبور وسایل نقلیه از روکش هنگامی مجاز است که مقاومت فشاری بتن روکش حداقل ۲۵ مگاپاسکال باشد و درزها نیز تمیز و با درزگیر پر شده باشند.

ث- درزها

ایجاد درزهای طولی و عرضی مطابق اجرای درز در روسازی‌های جدید انجام می‌شود، به جز آنکه در روکش‌های از نوع ساده درزدار حداکثر فاصله درزهای عرضی برحسب فوت، ۱/۷۵ برابر ضخامت دال برحسب اینچ است. به‌عنوان مثال چنانچه ضخامت دال ۸ اینچ (۲۰ سانتی‌متر) باشد، فاصله درزهای عرضی ۱۴ فوت (۴۲۰ سانتی‌متر) خواهد بود. به‌منظور انتقال بهتر بار بین روکش و دال موجود، بهتر است درزهای واقع بر روکش غیرچسبنده با درز یا ترک‌های واقع در روسازی موجود، ۱۰۰ سانتی‌متر فاصله داشته باشند.

۴-۴-۲- روکش آسفالتی روسازی‌های بتنی ساده درزدار و مسلح پیوسته

استفاده از روکش‌های آسفالتی یکی از اقدامات متداول در عملیات بهسازی روسازی‌های بتنی محسوب می‌شود. از جمله دلایل این امر، سهولت در اجرا و همچنین امکان عبور وسایل نقلیه بعد از مدت کوتاهی از اجرای این نوع روکش است. در طراحی و اجرای روکش آسفالتی علاوه بر اینکه ضخامت طراحی شده باید بتواند بار ترافیکی را تحمل نماید، از عدم وقوع ترک‌های انعکاسی در روکش آسفالتی نیز باید اطمینان حاصل شود. حرکت‌های ناشی از بار ترافیکی یا تغییرات دما در محل ترک یا درز دال بتنی باعث تمرکز تنش یا کرنش در روکش شده و بروز ترک‌های انعکاسی را به همراه خواهد داشت. بار ترافیکی و تغییرات دمای روزانه یا فصلی به ترتیب باعث ایجاد حرکت‌های قائم ناهمسان و حرکت‌های افقی در محل درز یا ترک‌های دال بتنی موجود می‌شوند.

با انجام هر یک از اقدامات زیر می‌توان بروز ترک‌های انعکاسی در روکش آسفالتی اجرا شده روی دال‌های بتنی از نوع ساده درزدار را کنترل کرد:

۱- افزایش ضخامت روکش آسفالتی؛

۲- شکستن دال بتنی موجود به قطعات کوچک با حداکثر اندازه ۳۰۰ میلی‌متر و سپس تراکم آن به‌طوری که دال بتنی شکسته شده به‌عنوان لایه زیراساس مقاوم برای روکش بتنی خدمت‌دهی کند؛

۳- برش درز در روکش آسفالتی در محل‌های متناظر با درزهای موجود در دال بتنی و سپس درزگیری آنها؛

۴- استفاده از یک میان‌لایه تثبیت‌شده با قیر (حاوی سنگ‌دانه‌های بزرگ)؛

۵- استفاده از ژئوسنتتیک یا یک میان‌لایه جاذب تنش در زیر روکش آسفالتی؛

۶- ایجاد ترک در دال بتنی از نوع ساده درزدار و فرونشاندن آن، قبل از اجرای روکش آسفالتی.

۴-۴-۲-۱- روکش آسفالتی برای دال‌های بتنی شکسته‌شده

استفاده از این روش روکش هنگامی اقتصادی است که دال بتنی موجود دارای خرابی زیاد باشد؛ به عبارت دیگر این روش روکش معمولاً هنگامی انتخاب می‌شود که هزینه شکستن دال‌های بتنی موجود از هزینه تعمیر خرابی‌های موجود به‌منظور اجرای روکش آسفالتی کمتر باشد. شکستن دال بتنی موجود به یکی از روش‌های ایجاد ترک/ فرونشاندن[۱۰۵] یا خردکردن/ تراکم[۱۰۶] انجام می‌شود.

- عملیات ایجادترک/فرونشاندن شامل ایجاد ترک در دال‌های بتنی از نوع ساده درزدار به‌منظور ایجاد قطعاتی حدود ۰/۳ تا ۱ متر و فرونشاندن قطعات به‌طور محکم در لایه زیر دال بتنی است. فرونشاندن قطعات معمولاً با چند بار عبور غلتک چرخ لاستیکی به وزن ۳۵ تا ۵۰ تن از روی دال ترک‌خورده یا شکسته شده انجام می‌شود.
- عملیات خردکردن/تراکم شامل شکستن کامل دال بتنی (ساده درزدار یا مسلح پیوسته) به قطعات کوچک‌تر از ۰/۳ متر و سپس متراکم کردن لایه با عبور دو یا چند بار غلتک ارتعاشی ۱۰تنی است.

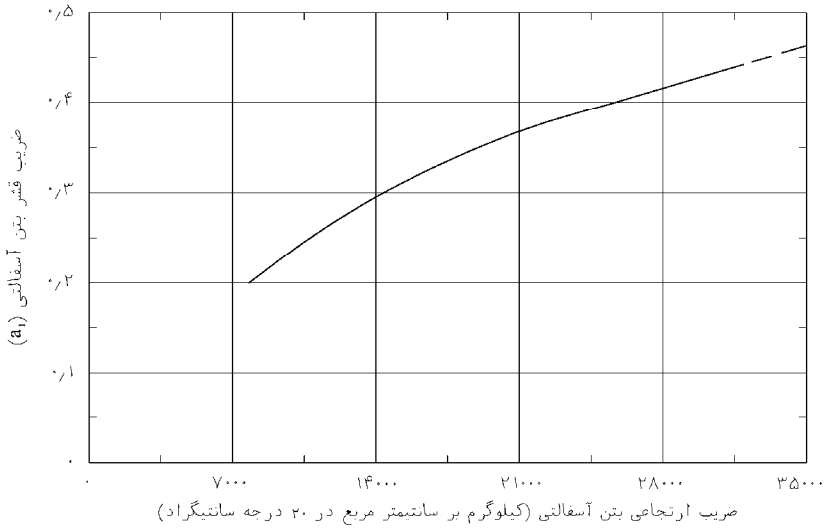
عملیات اجرای روکش آسفالتی روی دال‌های بتنی شکسته شده شامل برداشتن مصالح نواحی که بعد از شکستن دال‌ها منجر به سطح ناهموار می‌شوند و سپس جایگزینی آن با مصالح مناسب، بهبود سیستم زهکشی زیرسطحی (در صورت نیاز)، ایجاد ترک و فرونشاندن یا خردکردن و تراکم، اجرای اندود نفوذی یا اندود سطحی، اجرای روکش آسفالتی است. در این ارتباط باید اقدامات لازم برای کنترل ترک‌های انعکاسی انجام شود. معمولاً چنانچه عملیات ایجاد ترک/ فرونشاندن و خردکردن/ تراکم به‌خوبی انجام شده باشد انتظار می‌رود ترک‌های انعکاسی به نحو مناسبی کنترل شده باشند.

ضخامت روکش بتن آسفالتی برای دال بتنی شکسته شده از رابطه (۴-۱۵) به‌دست می‌آید.

$$D_{ol} = 2.5(\frac{SN_{ol}}{a_{ol}}) = 2.5(\frac{SN_f - SN_{eff}}{a_{ol}}) \qquad (۴-۱۵)$$

105-Crack/seat
106- Rubblize/compact

که در آن، D_{ol} ضخامت روکش بتن آسفالتی (برحسب سانتی‌متر)، SN_{ol} عدد سازه‌ای روکش آسفالتی، SN_f عدد سازه‌ای برای عبور ترافیک آینده، SN_{eff} عدد سازه‌ای مؤثر روسازی موجود بعد از شکستن دال‌های بتنی و a_{ol} ضریب قشر (لایه) بتن آسفالتی (شکل ۴-۵۱) است.



شکل ۴-۵۱- نمودار تعیین ضریب لایه بتن آسفالتی برحسب ضریب برجهندگی

الف- تعیین عدد سازه‌ای برای عبور ترافیک آینده (SN_f)

ضریب برجهندگی بستر از جمله اطلاعاتی است که برای تعیین SN_f مورد نیاز است. برای این منظور از نتایج افت و خیز سنج ضربه‌ای (FWD) استفاده می‌شود و چنانچه این تجهیزات در دسترس نباشند، بر اساس قضاوت کارشناسی از روش تقریبی مندرج در فصل دوم (بند ۲-۲-۵-۱) استفاده می‌گردد. افت و خیز اندازه‌گیری شده با دستگاه FWD باید قبل از شکستن دال بتنی و در نواحی میانی آن که ترک‌خورده نباشد، انجام شود.

مقدار بار اِعمال‌شده توسط دستگاه FWD حدود ۴۱۰۰ کیلوگرم است. فواصل تعیین افت و خیز با دستگاه FWD معمولاً بین ۳۰ تا ۳۰۰ متر و در مسیر چرخ خارجی وسایل نقلیه (چرخ سمت شانه) انتخاب می‌شود. جزئیات بیشتر درخصوص اندازه‌گیری افت و خیز با دستگاه FWD در استانداردهای ASTM D4694 و ASTM D4695 ارائه شده است.

ضریب برجهندگی بستر روسازی (M_R) با استفاده از رابطه (۴-۱۶) محاسبه می‌شود.

$$M_R = \frac{0.24P}{d_r r} \qquad (۱۶-۴)$$

که در آن P بار اعمال شده برحسب کیلوگرم (پوند)، d_r مقدار افت و خیز اندازه‌گیری شده بر حسب سانتی‌متر (اینچ) و r فاصله مرکز بارگذاری تا نقطه‌ای است که افت و خیز در آن اندازه‌گیری می‌شود (برحسب سانتی‌متر (اینچ)). برای تعیین مقدار r از رابطه‌های (۴-۱۷) و (۴-۱۸) استفاده می‌شود.

$$r \geq 0.7a_e \qquad (۱۷-۴)$$

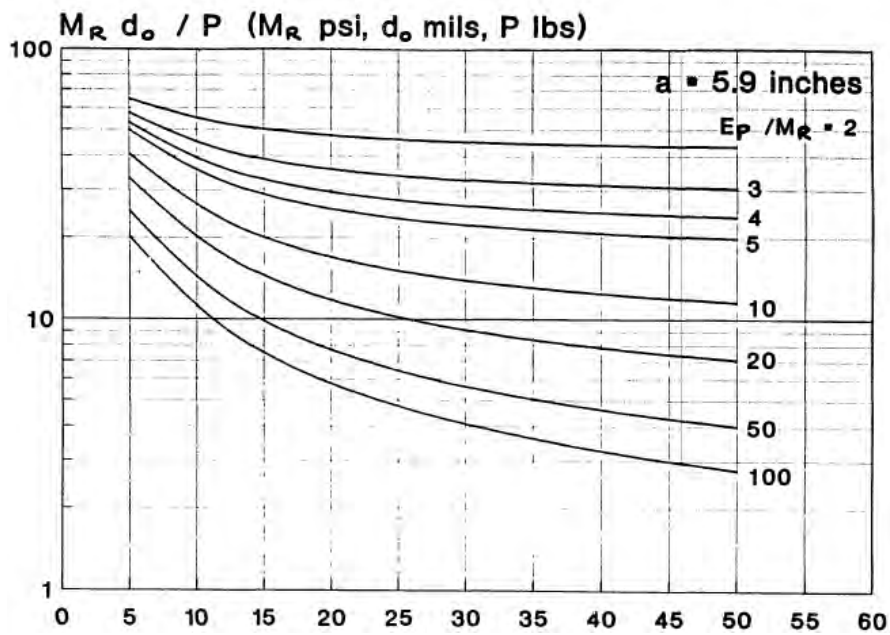
$$a_e = \sqrt{\left[a^2 + \left(D \times \sqrt[3]{\frac{E_p}{M_R}}\right)^2\right]} \qquad (۱۸-۴)$$

که درآن a_e شعاع حباب تنش در فصل مشترک روسازی و خاک بستر برحسب سانتی‌متر (اینچ)، a شعاع صفحه بارگذاری برحسب سانتی‌متر (اینچ)، D ضخامت کل لایه‌های روسازی موجود بر حسب سانتی‌متر (اینچ) و E_P مدول مؤثر تمامی لایه‌های روسازی روی خاک بستر روسازی بر حسب کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع (psi) است.

تعیین مقدار مدول مؤثر سیستم روسازی (E_P) با استفاده از رابطه (۴-۱۹) و با آزمون و خطا در هر نقطه محاسبه می‌شود. چنانچه شعاع صفحه بارگذاری ۱۵ سانتی‌متر (۵/۹ اینچ) باشد می‌توان با استفاده از شکل (۴-۵۲)، ابتدا نسبت $\frac{E_p}{M_R}$ و سپس با معلوم بودن مقدار M_R، مقدار E_p را به‌دست آورد.

$$d_0 = 1.5pa\left(\frac{1}{M_R\sqrt{1+\left(\frac{D}{a}\sqrt[3]{\frac{E_P}{M_R}}\right)^2}} + \frac{\left(1-\frac{1}{\sqrt{1+\left(\frac{D}{a}\right)^2}}\right)}{E_P}\right) \qquad (۱۹-۴)$$

که در آن d_0 افت و خیز اندازه‌گیری شده در مرکز صفحه بارگذاری بر حسب سانتی‌متر (اینچ) و p فشار صفحه بارگذاری برحسب کیلوگرم برسانتی‌متر مربع (psi) است. سایر پارامترها قبلاً معرفی شده‌اند.



شکل ۴-۵۲- تعیین $\frac{E_p}{M_R}$

(۱in=۲۵/۴ mm ،۱psi=۶/۸۹ kPa=۰/۰۶۸۹kg/cm^2)

برای تعیین ضریب برجهندگی خاک بستر که در طراحی استفاده می‌شود باید با استفاده از رابطه (۴-۲۰) ضریب برجهندگی طراحی را به‌دست آورد. به عبارت دیگر باید ضریب برجهندگی محاسباتی با اعمال ضریب (C) به ضریب طراحی تبدیل شود:

$$M_R = C\left(\frac{0.24P}{d_r r}\right) \quad \text{طراحی} \qquad (۲۰-۴)$$

که در آن C ضریب تبدیل M_R محاسباتی به M_R طراحی است (معمولاً ۰/۲۵ در نظر گرفته می‌شود).

ضریب برجهندگی طراحی با توجه به زمان برداشت و میزان تغییرات رطوبت در طول سال و مفهوم ضریب خرابی نسبی باید به ضریب برجهندگی مؤثر تبدیل شود. نحوه تعیین تاثیر رطوبت بر مقدار ضریب برجهندگی طراحی را می‌توان مانند آنچه در فصل دوم (مرحله چهارم از بند ۲-۱-۲-۵-۱) ارائه شد، انجام داد.

عدد سازه‌ای برای عبور ترافیک آینده (SN_f) بدون در نظر گرفتن ساختار روسازی موجود و مانند یک روسازی جدید برای ترافیک عبوری در دوره طرح روکش و بر اساس ضریب برجهندگی مؤثر بستر روسازی و با استفاده از رابطه (۴-۲۱) یا شکل (۴-۵۳) به‌دست می‌آید.

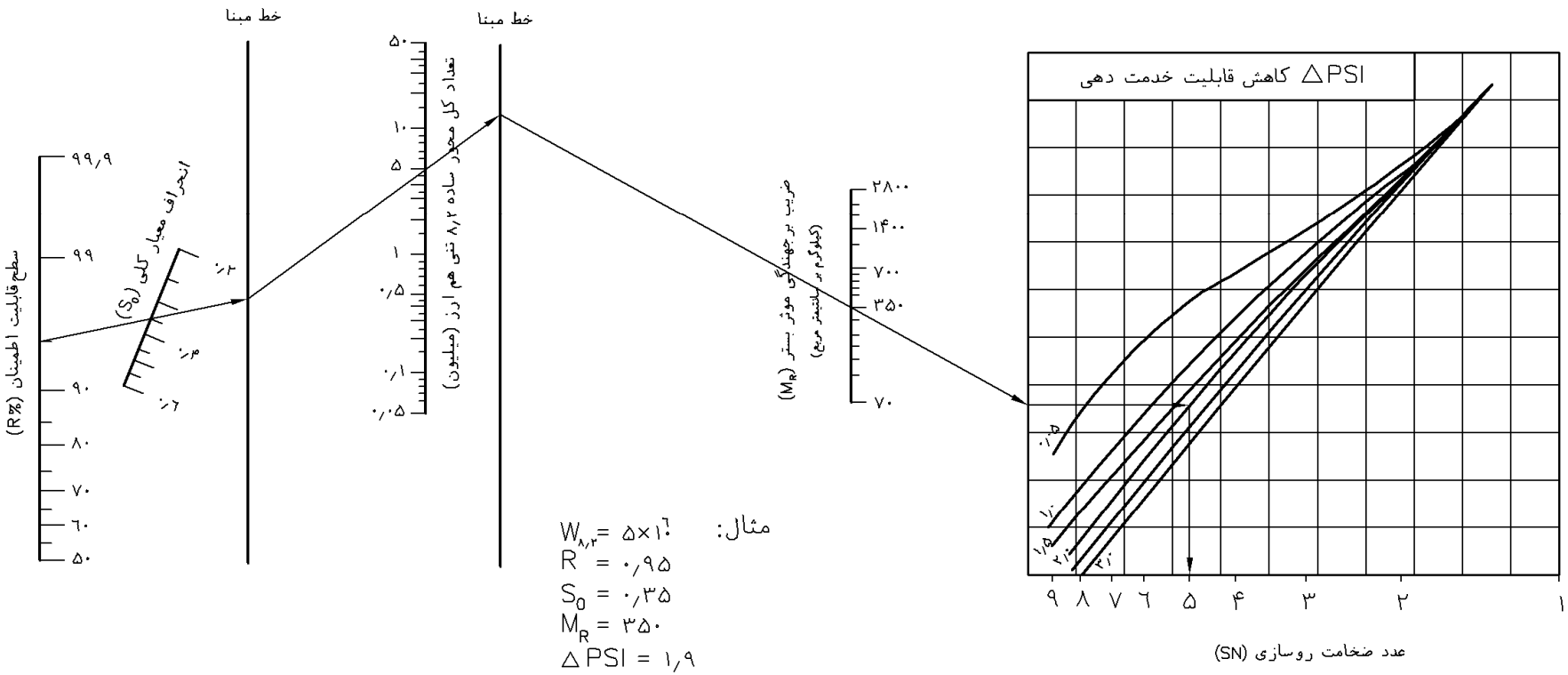
$$\mathrm{Log}W_{8.2} = Z_R S_0 + 9.36\mathrm{Log}(SN+1) - 0.2 + \frac{\mathrm{Log}\left(\frac{\Delta PSI_{TR}}{4.2-1.5}\right)}{0.4 + \frac{1094}{(SN+1)^{5.19}}} + 2.32\mathrm{Log}\frac{M_R}{0.07} - 8.07 \qquad (۲۱-۴)$$

که در آن SN عدد سازه‌ای برای عبور ترافیک آینده، $W_{8.2}$ تعداد کل بارهای محوری ساده ۸/۲ تنی هم‌ارز پیش‌بینی شده در عمر طراحی روکش، M_R ضریب برجهندگی مؤثر خاک بستر روسازی (kg/cm^2)، Z_R انحراف معیار نرمال، S_0 انحراف معیار کلی پیش بینی ترافیک و عملکرد روسازی و ΔPSI_{TR} افت نشانه خدمت‌دهی ناشی از ترافیک است.

چنانچه پیش‌بینی ترافیک (تعداد کل بارهای محوری ساده ۸/۲ تنی هم‌ارز) بر اساس ضرایب هم‌ارزی مربوط به روسازی بتنی موجود باشد باید آن را با تقسیم بر عدد ۱/۵ به تعداد محور ساده ۸/۲ تنی هم‌ارز برای روسازی آسفالتی تبدیل کرد (به‌طور مثال ۱۵ میلیون بارمحوری ۸/۲ تنی هم‌ارز برای روسازی بتنی معادل تقریباً ۱۰ میلیون بار محوری مشابه برای روسازی آسفالتی است).

برای تعیین Z_R از جدول‌های (۲-۱۵-الف) و (۲-۱۵-ب) استفاده می‌شود. مقدار S_0 نیز برابر ۰/۴۹ در نظر گرفته می‌شود. برای تعیین ΔPSI_{TR} باید نشانه خدمت‌دهی بلافاصله بعد از روکش، منهای نشانه خدمت‌دهی در هنگام تعمیر بعدی روکش شود.

جدول (۴-۲۷) کاربرگ تعیین عددسازه‌ای برای تحمل ترافیک آینده (SN_f) را نشان می‌دهد.



مثال: $W_{۸٫۲} = ۵\times۱۰^{۶}$

$R = ۰٫۹۵$

$S_0 = ۰٫۳۵$

$M_R = ۳۵۰$

$\triangle PSI = ۱٫۹$

حل: $SN = ۵$

شکل ۴-۵۳- نمودار تعیین عدد سازه‌ای برای ترافیک آینده

جدول ۴-۲۷- کاربرگ تعیین عددسازه‌ای برای تحمل ترافیک آینده (SN_f)

تعداد محور ۸/۲ تنی هم‌ارز در خط طراحی در طول عمر طراحی (N_f) (چنانچه تعداد کل بارهای محوری ساده ۸/۲ تنی هم‌ارز بر اساس ضرایب هم‌ارزی مربوط به روسازی بتنی موجود باشد باید آن را با تقسیم بر عدد ۱/۵ به تعداد محور ساده ۸/۲ تنی هم‌ارز برای روسازی آسفالتی تبدیل کرد)	=.....
ضریب برجهندگی طراحی، M_R (رابطه ۴-۲۰)	=.....
افت نشانه خدمت دهی (ΔPSI)=P_1-P_2	=.....
قابلیت اطمینان کلی، R (جدول‌های (۲-۱۵-الف) و (۲-۱۵-ب) در بخش طراحی روسازی بتنی)	=.....
انحراف معیار کلی، S_0 (معمولاً ۰/۴۹ در نظر گرفته می‌شود)	=.....
عدد سازه‌ای مورد نیاز برای تحمل ترافیک آینده (رابطه (۴-۲۱) یا شکل (۴-۵۳))	SN_f=.....

ب- تعیین عدد سازه‌ای مؤثر روسازی موجود بعد از شکستن دال‌های بتنی (SN_{eff})

برای تعین SN_{eff} از رابطه (۴-۲۲) استفاده می‌شود.

$$SN_{eff} = \frac{1}{2.5}(a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3) \qquad (۴-۲۲)$$

که در آن، D_2 ضخامت دال شکسته‌شده (برحسب سانتی‌متر)، D_3 ضخامت لایه زیراساس (برحسب سانتی‌متر)، a_2 ضریب لایه برای دال شکسته‌شده (مطابق جدول ۴-۲۸)، a_3 ضریب لایه زیراساس (مطابق جدول ۴-۲۸)، m_2 ضریب زهکشی دال بتنی شکسته‌شده (معمولاً ۱ فرض می‌شود) و m_3 ضریب زهکشی لایه زیراساس (مطابق جدول ۴-۲۹) است. برای زهکشی زیرسطحی با کیفیت ضعیف، این ضریب برابر ۱ در نظر گرفته می‌شود.

جدول ۴-۲۸- ضریب لایه برای دال بتنی شکسته‌شده

مصالح	وضعیت دال	ضریب لایه
شکستن/فرونشاندن JRCP	قطعات بزرگ‌تر از ۰/۳ متر، قطع‌کردن آرماتورها یا از بین بردن پیوستگی آن‌ها با بتن	۰/۲۰-۰/۳۵
ایجاد ترک/فرونشاندن JPCP	اندازه قطعات ۰/۳ تا ۰/۹ متر	۰/۲۰-۰/۳۵
خردکردن دال بتنی (از هر نوع)	خردکردن کامل دال بتنی به قطعات کوچک‌تر از ۰/۳ متر	۰/۱۴-۰/۳۰
زیراساس سنگ‌دانه‌ای یا تثبیت‌شده	نشانه‌ای از افت کیفیت یا نفوذ ریزدانه‌ها وجود ندارد	۰/۱۰-۰/۱۴
	افت کیفیت یا نفوذ ریزدانه‌ها	۰/۰۰-۰/۱۰

جدول ۴-۲۹- ضریب زهکشی (C_d)

کیفیت زهکشی	مدت زمان زهکشی	درصد زمانی که رطوبت سازه روسازی درحدود اشباع است			
		کمتر از ۱ درصد	۵-۱ درصد	۲۵-۵ درصد	۲۵ درصد
عالی	۲ ساعت	۱/۴۰-۱/۳۵	۱/۳۵-۱/۳۰	۱/۳۰-۱/۲۰	۱/۲۰
خوب	۱ روز	۱/۳۵-۱/۲۵	۱/۲۵-۱/۱۵	۱/۱۵-۱/۰۰	۱/۰۰
قابل قبول	۱ هفته	۱/۲۵-۱/۱۵	۱/۱۵-۱/۰۵	۱/۰۰-۰/۸۰	۰/۸۰
ضعیف	۱ ماه	۱/۱۵-۱/۰۵	۱/۰۵-۰/۸۰	۰/۸۰-۰/۶۰	۰/۶۰
خیلی ضعیف	دفع نمی‌شود	۱/۰۵-۰/۹۵	۰/۹۵-۰/۷۵	۰/۷۵-۰/۴۰	۰/۴۰

جدول (۴-۳۰) کاربرگ تعیین عددسازه‌ای مؤثر (SN_{eff}) برای دال‌هایی که عملیات ایجادترک/فرونشاندن یا خردکردن روی آنها انجام شده است را نشان می‌دهد.

جدول (۴-۳۰) کاربرگ تعیین عددسازه‌ای مؤثر (SN_{eff})

ضخامت دال بتنی که تحت عملیات ایجاد ترک/فرونشاندن یا خردکردن قرار گرفته است، D_2	D_2=.....cm
ضریب لایه خردشده، a_2	a_2=.....
ضریب زهکشی دال خرد شده، m_2	m_2=.....
ضخامت لایه زیراساس، D_3	D_3=.....cm
ضریب لایه زیراساس، a_3	a_3=.....
ضریب زهکشی لایه زیراساس، m_3	m_3=.....
$SN_{eff} = \frac{1}{2.5}(a_2D_2m_2 + a_3D_3m_3) =$.....	

۴-۴-۲-۲- روکش آسفالتی برای دال‌های بتنی ساده درزدار و مسلح پیوسته

عملیات اجرای روکش آسفالتی روی روسازی‌های بتنی ساده درزدار یا مسلح پیوسته معمولاً شامل تعمیر نواحی خراب‌شده، بهبود سیستم زهکشی زیرسطحی (در صورت نیاز)، اجرای اندود سطحی، اتخاذ تدابیر لازم برای کنترل ترک‌های انعکاسی و اجرای روکش آسفالتی است.

استفاده از روکش آسفالتی می‌تواند همواره به‌عنوان یک گزینه تعمیر برای روسازی‌های بتنی مطرح باشد مگر آن‌که شدت خرابی یا نوع خرابی به نحوی باشد که برداشتن دال بتنی موجود و جایگزینی آن با دال جدید اجتناب‌ناپذیر باشد.

در موارد زیر معمولاً از روکش آسفالتی استفاده نمی‌شود:

- مقدار ترک‌خوردگی و خردشدگی درز در دال موجود آن قدر زیاد باشد که برداشتن دال موجود و جایگزینی آن با دال جدید اجتناب‌ناپذیر باشد؛

- اضمحلال زیاد دال بتنی موجود به علت مشکلات مربوط به دوام بروز کرده باشد (مانند ترک‌خوردگی D-شکل یا سنگ‌دانه‌های واکنش‌زا)؛

- ارتفاع آزاد در محل پل‌ها برای اجرای ضخامت روکش آسفالتی کافی نباشد.

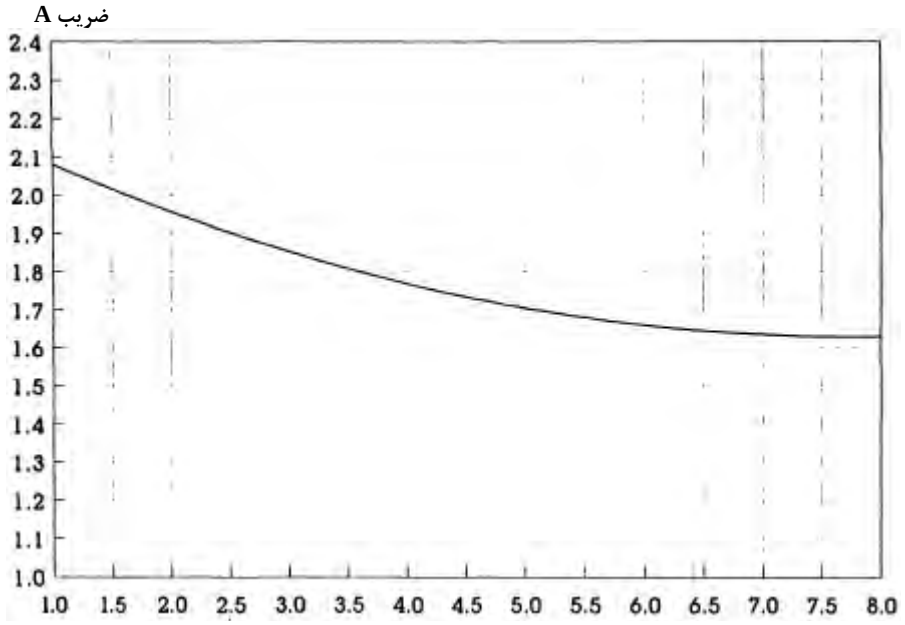
چنانچه هدف از طراحی روکش آسفالتی صرفاً رفع خرابی‌های وظیفه‌ای (مانند مقاومت لغزشی کم) باشد، استفاده از حداقل ضخامت روکش به‌طوری که خرابی وظیفه‌ای برطرف گردد، کافی است. در صورتی‌که استفاده از روکش به‌منظور بهبود وضعیت سازه‌ای روسازی باشد، ضخامت روکش تابع ظرفیت سازه‌ای روسازی موجود و ظرفیت سازه‌ای لازم برای تحمل بار ترافیکی آینده است. در این حالت ضخامت روکش آسفالتی از رابطه (۴-۲۳) به‌دست می‌آید:

$$D_{ol} = A(D_f - D_{eff}) \qquad (۲۳-۴)$$

که در آن، D_{ol} ضخامت روکش آسفالتی، A ضریب تبدیل کمبود ضخامت دال بتنی به ضخامت روکش آسفالتی، D_f ضخامت دال بتنی برای تحمل ترافیک آینده و D_{eff} ضخامت مؤثر دال بتنی موجود است.

ضریب A که تابعی از کمبود ضخامت دال بتنی است، از رابطه (۴-۲۴) به‌دست می‌آید و تغییرات آن برحسب کمبود ضخامت (D_f-D_{eff}) در شکل (۴-۵۴) نشان داده شده است.

$$A = 2.2233 + 0.0099(D_f - D_{eff})^2 - 0.1534(D_f - D_{eff}) \qquad (۲۴-۴)$$



شکل ۴-۵۴- تغییرات ضریب A برحسب کمبود ضخامت (D_f-D_{eff})
(۱in=۲۵/۴ mm)

برای تعیین D_f و D_{eff} مانند طراحی روکش بتنی چسبنده عمل می‌شود، با این تفاوت که در فرآیند محاسبه D_{eff} برای تعیین ضریب تعدیل دوام (F_{dur})، از جدول (۴-۳۱) استفاده می‌شود.

جدول ۴-۳۱- تعیین ضریب F_{dur} (برای روکش آسفالتی)

وضعیت خرابی از نوع دوام	F_{dur}
نشانه‌ای از مشکل دوام در دال بتنی مشاهده نمی‌شود	۱
وجود ترک نوع D بدون خردشدگی[۱۰۷]	۰/۹۶-۰/۹۹
ترک‌خوردگی اساسی و تا حدودی خردشدگی وجود دارد	۰/۸۸-۰/۹۵
ترک‌خوردگی وسیع و خردشدگی شدید وجود دارد	۰/۸۰-۰/۸۸

جدول‌های (۴-۳۲) و (۴-۳۳) به ترتیب کاربرگ‌های مربوط به محاسبه D_f و D_{eff} را برای طراحی روکش آسفالتی روسازی‌های بتنی ساده درزدار و مسلح پیوسته نشان می‌دهند.

107- Spalling

جدول ۴-۳۲- کاربرگ تعیین D_f برای طراحی روکش آسفالتی روسازی‌های بتنی

مشخصات دال بتنی موجود	
ضخامت	=.....
نوع سیستم انتقال بار (میلگرد انتقال بار، قفل و بست سنگ‌دانه‌ای، CRCP)	
نوع شانه (بتنی متصل با میلگرد دوخت یا ...)	
ضریب گسیختگی بتن (S'_c) (معمولاً بین ۶۰۰psi تا ۸۰۰psi (۴MPa تا ۵/۵MPa)	=.....
ضریب الاستیسیته (E) (برای بتن سالم ۳۰۰۰۰۰۰ psi تا ۸۰۰۰۰۰۰psi (۲۰۰۰۰MPa تا ۵۵۰۰۰MPa) و برای بتن معیوب کوچک‌تر از ۳۰۰۰۰۰۰psi (۲۰۰۰۰MPa)	=.....
ضریب انتقال بار (J)	=.....
ترافیک	
تعداد محور ۸/۲ تنی که قرار است در آینده در طی دوره عمر از خط طراحی عبور کند (N_f)	=.....
شرایط تکیه‌گاهی و زهکشی	
ضریب دینامیکی مؤثر	=.....
ضریب استاتیکی مؤثر (نصف ضریب دینامیکی مؤثر است)، (معمولاً بین ۵۰ تا ۵۰۰psi/inch (۱۴Mpa/m تا ۱۴۰MPa/m))	=.....
ضریب زهکشی (C_d) (برای زهکشی زیرسطحی با کیفیت ضعیف این ضریب برابر ۱ در نظر گرفته می‌شود)	=.....
افت نشانه خدمت دهی (ΔPSI)	
نشانه خدمت نهایی منهای نشانه خدمت اولیه (P_1-P_2)	=.....
قابلیت اطمینان	
قابلیت اطمینان طراحی (R)	=.....
انحراف معیار کلی (S_0) (معمولاً ۰/۳۹)	=.....
ظرفیت سازه‌ای آینده	
ضخامت دال بتنی برای ترافیکی که قرار است در آینده از روی آن عبور کند (D_f) (از رابطه (۲-۱۵) یا شکل (۲-۱۴) که در بخش طراحی روسازی بتنی ارائه شده است، به‌دست می‌آید)	D_f=.....

جدول ۴-۳۳- کاربرگ تعیین D_{eff} برای روکش آسفالتی روسازی‌های بتنی

روش بررسی وضعیت روسازی

تعیین ضریب F_{jc}

تعداد درزهای معیوب تعمیر نشده در مایل* =.....

تعداد ترک تعمیر نشده در مایل =.....

تعداد سوراخ‌شدگی تعمیر نشده =.....

تعداد درز انبساط موجود به جز درزهای با عرض بیشتر از ۲۵ میلی‌متر. =.....

تعداد خرابی‌های فوق در مایل =.....

F_{jc} (با استفاده از شکل ۴-۴۸) =.....

(چنانچه تمام نواحی معیوب، تعمیر شوند، این ضریب برابر ۱ خواهد بود)

تعیین ضریب F_{dur}

نشانه‌ای از مشکل دوام در دال بتنی مشاهده نمی‌شود (F_{dur}=۱)

وجود ترک نوع D بدون خردشدگی (F_{dur}=۰/۹۶-۰/۹۹)

ترک‌خوردگی اساسی و تا حدودی خردشدگی وجود دارد (۰/۹۵-۰/۸۸=F_{dur})

ترک‌خوردگی وسیع و خردشدگی شدید وجود دارد (F_{dur}=۰/۸۰-۰/۸۸)

F_{dur} =.....

تعیین ضریب F_{fat}

تعدد ترک‌های عرضی یا سوراخ شدگی کم است (در اثر ترک‌های نوع D یا سنگ‌دانه‌های واکنش‌زا ایجاد نشده‌اند) (F_{fat}=۰/۹۷-۱/۰۰)

تعدد ترک‌های عرضی یا سوراخ شدگی قابل توجه است (در اثر ترک‌های نوع D یا سنگ‌دانه‌های واکنش‌زا ایجاد نشده‌اند) (F_{fat}=۰/۹۴-۰/۹۶)

تعدد ترک‌های عرضی یا سوراخ شدگی قابل توجه است (در اثر ترک‌های نوع D یا سنگ‌دانه‌های واکنش‌زا ایجاد نشده‌اند) (F_{fat}=۰/۹۰-۰/۹۳)

F_{fat} =.....

$$D_{eff} = F_{jc} \times F_{dur} \times F_{fat} \times D = \ldots\ldots\ldots\ldots$$

روش عمر باقیمانده

N_p (تعداد محور هم‌ارز ۸/۲ تنی عبوری از خط طراحی روسازی موجود تا قبل از انجام روکش) =.....

$N_{1.5}$ (تعداد کل محور هم‌ارز ۸/۲ تنی عبوری از خط طرح برای اینکه نشانه خدمت‌دهی نهایی روسازی برابر ۱/۵ شود) =.....

$$RL = 100(1-\frac{N_p}{N_{1.5}}) = \ldots\ldots\ldots\ldots$$

CF=.....(شکل ۴-۴۹)

$$D_{eff} = CF \times D = \ldots\ldots\ldots$$

* هر مایل ۱۶۰۹ متر است.

۴-۴-۲-۳- ملاحظات اجرایی مربوط به روکش‌های آسفالتی

الف- آماده‌سازی سطح روسازی موجود

قبل از اجرای روکش آسفالتی باید خرابی‌های موجود در روسازی بتنی موجود به شرح جدول (۴-۳۴) تعمیر شوند.

جدول ۴-۳۴- خرابی‌های موجود در دال بتنی که قبل از اجرای روکش آسفالتی باید تعمیر شوند

نوع خرابی	نوع تعمیر
ترک‌های فعال	وصله عمقی یا تعویض دال
سوراخ‌شدگی	وصله عمقی
خردشدگی درز	وصله عمقی یا پاره عمقی
تعمیرات معیوب	وصله عمقی
مکش/پلکانی‌شدن	ایجاد زهکشی‌های لبه‌ای
تورم/نشست	تراز کردن با لایه آسفالتی، بالاآوردن دال یا بازسازی ناحیه مربوط

وصله عمقی و تعویض دال‌های ساده درزدار و مسلح پیوسته باید از نوع بتنی و به همراه میلگرد انتقال بار یا میلگرد دوخت باشد. با توجه به آنکه استفاده از آسفالت برای وصله عمقی روسازی‌های بتنی ساده درزدار و مسلح پیوسته معمولاً موجب بروز نواحی ناهموار در روکش، بازشدگی درزها و ترک‌های مجاور و وقوع زود هنگام ترک‌های انعکاسی در مرز وصله آسفالتی می‌شود، بنابراین، باید از این اقدام جلوگیری گردد.

وصله عمقی در روسازی‌های بتنی مسلح پیوسته باید از نوع مسلح پیوسته باشد. استفاده از آسفالت برای وصله عمقی در دال‌های بتنی مسلح پیوسته مجاز نیست. ضمن آنکه، وصله‌های آسفالتی موجود در روسازی بتنی مسلح پیوسته نیز باید برداشته شده و با روسازی بتنی مسلح پیوسته جایگزین گردد.

درزهای مستهلک کننده فشار[۱۰۸] یا درزهای انبساط باید در محل سازه‌های مشخص قرارداده شود و ایجاد آن در فواصل مشخص از روسازی ضرورت ندارد. تنها استثناء در این زمینه در محل‌هایی است که سنگ‌دانه‌های واکنش‌زا[۱۰۹] باعث انبساط دال شده‌اند. همچنین اگر در محل درزها مواد تراکم ناپذیر وجود داشته باشد، قبل از انجام روکش باید این درزها تمیزشده و مجددا درزگیری شوند.

در صورتی که مد نظر است روسازی در برابر وقوع ترک‌های انعکاسی با استفاده از لایه‌های جاذب تنش[۱۱۰] یا ژئوتکستایل مقاوم‌سازی شود، این مصالح باید بعد از اجرای اندود سطحی استفاده شوند. برخی از تجارب جهانی نشان می‌دهد چنانچه درزهای ایجاد شده در روسازی بتنی درزگیری شوند، استفاده از زمین‌پارچه ضرورت ندارد؛ با این وجود ضرورت و نحوه استفاده از زمین‌پارچه باید بر اساس تجارب داخلی و توصیه شرکت سازنده انجام شود.

108- Pressure relief joints
109- Reactive aggregate
110- Stress-absorbing membranes

اندود سطحی مورد استفاده برای ایجاد چسبندگی مناسب بین لایه بتنی و رویه آسفالتی می‌تواند از انواع قیرهای محلول یا امولسیون قیر (قیرآبه) باشد؛ با این وجود به دلایل محیط زیستی و اقتصادی استفاده از امولسیون قیر توجیه بیشتری دارد. بررسی‌های نشان می‌دهد استفاده از امولسیون قیر دیرشکن به‌ویژه از نوع کاتیونیک به‌عنوان اندود سطحی عمومیت بیشتری دارد (جدول ۴-۳۵).

جدول ۴-۳۵- قیرهای مصرفی در اندود سطحی

نوع قیر	درجه حرارت پخش (سانتی‌گراد)
قیرابه‌های انیونیک دیرشکن SS-1 ، SS-1h	۱۰ -۶۰
قیرابه‌های کاتیونیک دیرشکن CSS-1 ، CSS-1h	۱۰ -۶۰

مناسب‌ترین میزان پخش امولسیون قیر برای اندود سطحی، مقدار قیری است که پس از انقضای مدت زمان لازم، آب آن بخار و کاملاً جذب سطح راه شده باشد (جدول ۴-۳۶). مقادیر مندرج در جدول (۴-۳۶) به‌عنوان راهنمایی بوده و مقادیر دقیق قیر، از طریق آزمایش کارگاهی تعیین می‌شود.

جدول ۴-۳۶- مقادیر نمونه‌ای اندود سطحی

نوع سطح	مقدار مصرف (لیتر در متر مربع سطح)		
	باقیمانده	**رقیق نشده**	**رقیق شده با آب (به نسبت ۱ به ۱)**
بتنی	۰/۱۸۰-۰/۲۷۰	۰/۳۲۰-۰/۴۵۰	۰/۵۹۰-۰/۹۰۰

برای اندود سطحی، درجه حرارت هوا در سایه وقتی که هوا رو به گرمی می‌رود، بهتر است بیشتر از ۱۰ درجه و زمانی که هوا رو به سردی می‌رود، بیش از ۱۵ درجه سانتیگراد باشد.

قبل از پخش قیر، سطح بتنی را باید از مواد زاید و گرد و غبار با جاروی مکانیکی و هوای فشرده تمیز کرد.

پس از اجرای اندود سطحی، رویه آسفالتی گرم اجرا می‌شود. در صورت تمایل می‌توان متناظر با درزهای عرضی و طولی در لایه بتنی، درزهایی در رویه آسفالتی ایجاد کرد. عمق برش اولیه این درزها برابر $\frac{۱}{۳}$ ضخامت رویه آسفالتی و عرض محفظه درزگیر برابر ۱۳ میلی‌متر است. در صورتی که از روکش آسفالتی نازک استفاده شده باشد، بهتر است عمق درز، به اندازه ضخامت رویه آسفالتی باشد.

مراجع

مراجع فارسی

- آیین‌نامه روسازی آسفالتی راههای ایران (نشریه شماره ۲۳۴)، (۱۳۹۰)، معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رئیس جمهور.
- اکبرزاده، ن.، (۱۳۹۲)، بتن‌های الیافی، تألیف انجمن سیمان پرتلند (PCA)، چاپ اول، نشر نوآور.
- دستورالعمل ساخت و اجرای بتن در کارگاه، نشریه شماره ۳۲۷، (۱۳۸۵)، سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور.
- دستورالعمل تثبیت لایه‌های خاکریز و روسازی راه‌ها (نشریه شماره ۲۶۸)، (۱۳۸۲)، سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور.
- راهنمای روش ملی طرح مخلوط بتن، (۱۳۸۵)، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.
- راهنمای طراحی و اجرای بتن غلتکی در روسازی راههای کشور (نشریه شماره ۳۵۴)، (۱۳۸۸)، معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رئیس جمهور، پژوهشکده حمل و نقل.
- روش ملی طرح مخلوط بتن، وزارت مسکن و شهرسازی، (۱۳۸۸)، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.
- شرکت ساختمانی دریایی آبسازه (شسدا)، بتن گوگردی، (http://www.absazeh.com, Viewed: Sep 2013)
- عامری، م.، افتخارزاده، س.ف.، (۱۳۸۰)، مدیریت روسازی راهها، فرودگاه‌ها و پارکینگ‌ها، دانشگاه علم و صنعت ایران
- علیخانی، م. ا.، (۱۳۷۸)، مصرف گوگرد در آسفالت و ایمنی آن، مجله جاده، سازمان توسعه راهها.
- مبحث پنجم مقررات ملی ساختمان وزارت راه و شهرسازی، (۱۳۹۲)، دفتر امور مقررات ملی ساختمان.
- مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، وزارت راه و شهرسازی، (۱۳۸۸)، دفتر امور مقررات ملی ساختمان.
- مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، وزارت راه و شهرسازی، (۱۳۹۲)، دفتر امور مقررات ملی ساختمان.
- مستوفی نژاد، د. (۱۳۸۲)، تکنولوژی و طرح اختلاط بتن، انتشارات ارکان، چاپ ششم.
- مشخصات فنی عمومی کارهای ساختمانی (نشریه شماره ۵۵)، (۱۳۸۸)، سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور.
- مشخصات فنی عمومی راه (نشریه شماره ۱۰۱)، (۱۳۸۹)، سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور.

مراجع انگلیسی

- AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), (1990), Construction Manul for Highway Construction, Washington, DC.

- AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), (1998), Supplement to the AASHTO guide for design of pavement structures, Washington, DC.

- AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), (2008), Guide specifications for highway construction, Washington, DC.

- AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), (1993), Giude for Design of Pavement Structures, Washington, DC.

- AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), (1986), Guide for Design of Pavement Structures, Washington, DC.

- ACI (American Concrete Institute), (1991), Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete, ACI 211.1-91.

- ACI (American Concrete Institute), (1995), Report on Roller-Compacted Concrete Pavements, ACI 325.10R-95.

- ACI (American Concrete Institute), (2002), Guide for Selecting Proportions for No-Slump Concrete, ACI 211.3R-002.

- ACI (American Concrete Institute), (2011), Guide to Evaluation of Strength Test Results of Concrete, ACI 214R-11.

- ACI (American Concrete Institute), (2015), Guide to Roller-Compacted Concrete Pavements, ACI 327-R14.

- ACI (American Concrete Institute),(2013), Specification for Pervious Concrete Pavement, ACI 522.1-13.

- ACPA (American Concrete Pavement Association), (1992), Design and Construction of Joints for concrete Streets.

- ACPA (American Concrete Pavement Association), (1994), Slab Stabilization Guidelines For Concrete Pavements.

- ACPA (American Concrete Pavement Association), (1995), Guidelines for Full-Depth Repair.

- ACPA (American Concrete Pavement Association), (1996), Construction of Portland Cement Concrete pavements Participant's manual, U.S. Department of Transportation.

- ACPA (American Concrete Pavement Association), (2002), An Evaluation of Jointed Plain and Jointed Reinforced Concrete Pavements.

- ACPA (American Concrete Pavement Association), (2003), Fiber Reinforced Concrete Pavements.

- ACPA (American Concrete Pavement Association), (2004), Concrete crack and partial depthspall repair manual.

- ACPA (American Concrete Pavement Association), (2006), Stormwater Management with Pervious Concrete Pavement.

- ACPA (American Concrete Pavement Association), (2007), Guide to concrete overlay design solutions, TB021P.

- ACPA (American Concrete Pavement Association), (2007), Subgrades and Subbases for Concrete Pavements, EB204P.

- ACPA (American Concrete Pavement Association), (2008), Drainage in Concrete Pavement Structures.

- ASTM D5249, (2000), Standard Specification for Backer Material for Use with Cold- and Hot-Applied Joint Sealants in Portland-Cement Concrete and Asphalt Joints.

- ASTM-D6433-11, (2011), Standard Practice for Roads and Parking Lots Pavement Condition Index Surveys.

- Bordelon, A., Roesler, J., (2012), Distribution of Fiber-Reinforcement in Thin Concrete Overlays, 10th International Conference on Concrete Pavements, July 8-12, Quebec, Canada.

- Brown, R., Shukla, A., Natarajan K.R., (2002), Fiber Reinforcement of Concrete Structures, University of Rhode Island Transportation Center.

- Cable. J.K., (2010), Stringless Concrete Paving, Cable Concrete Consultation & Federal Highway Administration Iowa Department of Transportation.

- Caltrans (Highway Design Manual of the California Department of Transportation), (2008).

- Caltrans, (2007), MTAG Volume II - Rigid Pavement Preservation, 2nd Edition, Chapter 5-Diamond Grinding and Grooving.

- Caltrans, (2008), Guide for Design and Construction of New Jointed Plain Concrete Pavements.

- Caltrans, (2008), MTAG Volume II - Rigid Pavement Preservation, 2nd Edition, Chapter 8-Full Depth Concrete Repair.

- Caltrans, (2010), Silicone Joint Sealant Approved by Caltrans.

- Caltrans, (2015), Draft Concrete Pavement Guide- Part 3: Preservation Strategies Division of Maintenance Pavement Program, Chapter 360-Joint and Crack Sealing.

- Chen, H. (2014), New Concrete Pavement Standards, Construction, Pavements, and Materials Conference, TXDOT (Texas Department of Transportation).

- Dave, E. V., (2015), Concrete Joint and Crack Sealing Basics, AHD25 Recorded Webinar Series Part 1, TRB, Washington, D.C.

- Delatte, N., (2008), Concrete Pavement Design, Construction, and performance, Taylor & Francis Group.

- DMRB (Design Manual for Roads and Bridges), (2006), HD 26/06, The highways agency, UK.

- Elfino, M., Ozyildirim, C., Nair, H. K., (2010), CRCP Forensic Investigations and Remedial Actions In Virginia, TRB Annual Meeting.

- FAA (Federal Aviation Administration), (2009), U.S. Department of Transportation, Airport Pavement Design and Evaluation.

- FHWA (Federal Highway Administration), (1990), Continuously Reinforced Concrete Pavement, Technical Advisory, T 5080.14, Washington, DC.

- FHWA (Federal Highway Administration), (1990a), Technical Advisory Concrete Pavement Joints, Technical Advisory, T 5040.30, Washington, DC.

- FHWA (Federal Highway Administration), (1990b), Continuously Reinforced Concrete Pavement, Technical Advisory, T 5080.14, Washington, DC.

- FHWA (Federal Highway Administration), (2002), Construction of Pavement Subsurface Drainage Systems (Reference Manual).

- FHWA (Federal Highway Administration), (2003), Joint Sealing Portland Cement Concrete Pavements, Washington, DC.

- FHWA (Federal highway Administration), (2005), Pavement Preservation Checklist Series.

- Fick, G., Taylor, P., Christman, R., Ruiz, J.M., (2012), Field Reference Manual for Quality Concrete Pavements, FHWA-HIF-13-059, FHWA Office of Pavement Technology.

- Flintsch, G.W., Diefenderfer, B.K., Nunez, O., (2008), Composite Pavement Systems: Synthesis of Design and Construction Practices, Virginia Transportation Research Council.

- Frentress, D.P., Harrington, D.H., (2012), Guide for Partial Depth Repair of Concrete Pavements, Institute for Transportation, Iowa State University.

- Gagné, R., (1999), "Mixture Proportioning of Non-Air-Entrained RCC for Pavements", Concrete International, Vol. 21, No. 5.

- Garber, S., Rasmussen, R.O., Harrington, D., (2011), Guide to Cement-Based Integrated Pavement Solutions, National Concrete Pavement Technology Center, Institute for Transportation, Iowa State University.

- Gauthier, P. and Marchand, J., (2005), Design and Construction of Roller Compacted Concrete Pavements in Quebec, Quebec, Canada: Department of Civil Engineering, Laval University.

- Griffiths, G. and Thom, N., (2007), Concrete Pavement Design Guidance Notes, Taylor &Francis.

- Hall, K.T., (2000), State of the Art and Practice in Rigid Pavement Design, Transportation Research Board (TRB).

- Halsted, G.E., (2011), Roller-Compacted Concrete Pavements for Highways and Streets, Joint Engineers Conference, November 4, Helena Montana.

- Halsted, G.E., (2011), Roller-Compacted Concrete Pavements for Highways and Streets, Joint Engineers Conference, November 4, Helena Montana.

- Hansen, W., Jensen, E. A., Mohr, P. (2001), The Effects of Higher Strength and Associated Concrete Properties on Pavement Performance (No. FHWA-RD-00-161).

- Harrington, D., Abdo, F., Adaska, W., et al., (2010), Guide for Roller-Compacted Concrete Pavements, National Concrete Pavement Technology Center at Iowa State University's Institute for Transportation, Portland Cement Association.

- Hassan, K. E, Chandler, W. E., Harding, H. M. Dudgeon, R. P., (2005), New Continously Reinforced Concrete Pavement Design, TRL Report 630.

- HDM (Highway Design Manual), (2012), California Department of Transportation, Division of Design.

- Henderson, V., Tighe, S., Norris, J., (2009), Behaviour and Performance of Pervious Concrete Pavement in Canada, Advances in Pavement Design and Construction Annual Conference of the Transportation Association of Canada Vancouver, British Columbia.

- Holler, S., (2012), Concrete Pavement Design and Construction in Germany- State of the Art –, XVI Congreso Argentino de Vialidad y Tránsito, 22-26 October.

- Indiana Department of Transportation, (2011), Concrete Paving, Highway Certified Technician Program Training Manual.

- Indiana Department of Transportation, (2017), Standard Specifications, Section 500 – Concrete Pavement.

- Iowa DOT Highway Division Construction Office, (2014), Portland Cement Concrete Paving, Technical Training & Ertification Program.

- IRC (Indian Roads Congress), (2011), Standard Specifications and Code of Practice for Construction of Concrete Roads.

- Jung, Y.S., Zollinger, D.G., (2007), Design and Construction Transition Guidelines for Concrete Pavement, Texas Department of Transportation and the Federal Highway Administration, FHWA/TX-07/0-5320-P3.

- Jung, Y.S., Zollinger, D.G., Tayabji, S.D., (2007), Best Practices of Concrete Pavement Transition Design and Construction, Texas Department of Transportation and the Federal Highway Administration, FHWA/TX-07/0-5320-1.

- Jung, Y.S., Freeman, T.J., Zollinger, D.G., (2008), Guidelines for Routine Maintenance of Concrete Pavement, FHWA/TX-08/0-5821-1, Texas Transportation Institute, Texas A&M University.

- Jung, Y.S., Zollinger, D.G., Cho, B. H., Won, M., and Wimsatt, A. J., (2012), Subbase and subgrade performance investigation and design guidelines for concrete pavement, Texas Department of Transportation and the Federal Highway Administration (FHWA).

- Khazanovich, L., Balbo, J.T., Johanneck, L., Lederle R., Marasteanu, M., Saxena, P., Tompkins, D., Vancura, M., Watson, M., Harvey, J., Santero, N.J., and Signore, J. (2013), Design and Construction Guidlines for Thermally Insulated Concrete Pavements, Minnesota Department of Transportation.

- Long-Life Concrete Pavements in Europe and Canada, (2007), FHWA-PL-07-027, 2007.

- Loov, R.E., Vroom, A.H., Ward, M. A., (1974), Sulfur Concrete- a New Construction Material", PCI Journal/January-February.

- Mack, J.W., (1993), Isolation and expansion joints in concrete pavements, Publication #C930611, The Aberdeen Group.

- Maitra1, S.R., Reddy, K. S., Ramachandra, L. S., (2009), Experimental Evaluation of Interface Friction and Study of Its Influence on Concrete Pavement Response, Journal of Transportation Engineering, 135:563-571.

- Mayhew, H.C., Harding, H. M., (1987), Thickness Design of Concrete Roads, Transport and Road Research Laboratory, Research Report 87.

- McBee, W.C., Sullivan, T. A., Jong, B. W., (1984), Sulfapave: Densifiable Sulfur Concrete Materials for Corrosive Environment, United States Department of the Interior.

- MCHW (Manual of Contract Documents For Highway Works), (2006), Volume 1 Specification For Highway Works, The highways agency, UK.

- Mohammad, L.N., Elseifi, M.A., Bae, A., Patel, N., Button, J. and J. A. Scherocman. (2012), Optimization of Tack Coat for HMA Placement. NCHRP Report 712. National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, National Academy of Sciences, Washington D.C.

- NCHRP (National Cooperative Highway Research Program), (2003), Guide for Mechanistic-Empirical Design oF New and Rehabilitated Pavement Structures, Appendix LL: Punchouts In Continuously Reinforced Concrete Pavements.

- NCHRP (National Cooperative Highway Research Program), (2014), Implementation of the AASHTO Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide and Software.

- Nemati, K.M., (2013), Fiber-Reinforced Concrete, Concrete Technology, University of Washington.

- Nunez, O., (2007), Composite Pavements: A Technical and Economic Analysis during the Pavement Type Selection Process, faculty of the Virginia Polytechnic Institute.

- Oregon State University, School of Engineering, (http://classes.engr.oregonstate.edu/cce/winter2012/ce492/Modules/02_pavement_types/02-6_body.htm), Viewd September (2013).

- PCA (Portland Cement Association), (1984), Thickness Design for Concrete Highway and Street Pavements, (Reprinted 1995).

- PCA (Portland Cement Association), (1987), Structural Design of Roller-Compacted Concrete for Industrial Pavements.

- PCA (Portland Cement Association), (2006), Production of Roller-Compacted Concrete.

- Piarc Technical Committee on Concrete Roads, (1993), The Use of Roller Compacted Concrete for Roads.

- Pierce, L.M., Uhlmeyer, J.S and Weston, J., (2009), Dowel Bar Retrofit – Do's and Don'ts, WA-RD 576.2, Washington State Department of Transportation (WSDOT).

- Rajib B.Mallick and Tahar El-Korchi, (2013), Pavement Engineering Principles and Practice, Second Edition, Taylor & Francis Group.

- Rao, S., Darter, M., Tompkins, D., et al., (2013), Composite Pavement Systems, Volume 1: HMA/PCC Composite Pavements, SHRP 2 Report S2-R21-RR-2, Transportation Research Board, Washington, D.C.

- Rasmussen, R.O., Richard Rogers, R., Theodore R. Ferragut, T. R., (2009), Continuously reinforced concrete pavements Design & Construction Guidelines, Federal Highway Administration.

- Rasmussen, R.O and Garber, S.I., (2009), Nonwoven Geotextile Interlayers for Separating Cementitious Pavement Layers: German Practice and U.S. Field Trials, Federal Highway Administration.

- Ren, D., Houben, L., Rens, L., (2013), Characterization Of Cracking Behavior of Continuously Reinforced Concrete Pavements Under Current Design Concept In Belgium, TRB Annual Meeting.

- Roesler, J.R., Hiller, J.E. and Brand, A.S., (2016), Continuously Reinforced Concrete Pavement Manual, Guidelines for Design, Construction, Maintenance, and Rehabilitation, FHWA-HIF-16-026, Federal Highway Administration (FHWA).

- Ruiz, J.M., Rasmussen, R.O., Chang, G.K., Dick, J.C. and Nelson, P.K., (2005), Computer-Based Guidelines for Concrete Pavements. Volume II--Design and Construction Guidelines and HIPERPAV II User's Manual (No. FHWA-HRT-04-122).

- Shahin, M., (2005), Pavement Management for Airports, Roads, and Parking Lots, Second edition, Springer.

- SHRP (Strategic Highway Research Program), (1993), Concrete Pavement Repair Manuals of Practice, SHRP-H-349, TRB, National Research Council, Washington, D.C.

- SHRP (Strategic Highway Research Program), (1994), Concrete Pavement Repair Manuals of Practice, SHRP-H-349, Washington, DC.

- Snyder, M.B., (2011), Guide to Dowel Load Transfer Systems for Jointed Concrete Roadway Pavements, Iowa State University, Institute for Transportation, National Concrete Consortium,

- Tayabji S., Ye, D., Buch, N., (2013), Precast Concrete Pavement Technology, REPORT S2-R05-RR-1, Transportation Research Board Washington, D.C.

- Taylor, P.C., Kosmatka, S.H., Gerald F. Voigt, G.F., et al. (2006), Integrated Materials and Construction Practices for Concrete Pavement: A State-of-the-Practice Manual, FHWA HIF - 07 - 004.

- Texas department of transportation (TexasDOT), (2005), Guidelines for Modification and Stabilization of Soils and Base for Use in Pavement Structures.

- Texas department of transportation (TexasDOT), (2011), Pavement Design Guide.

- Transportation Research Laboratory, (2006), Design Manual for Roads and Bridges, Volume 7: Pavement Design and Maintenance, Section 2: Pavement Design and Construction.

- Tutumluer, E., Yuanjie Xiao, Y., Wilde, W.J., (2015), Cost-Effective Base Type and Thickness for Long-Life Concrete Pavements, Minnesota Department of Transportation.

- UFC (Unified Facilities Criteria), (2004), Pavement Design for Roads, Streets, Walks, and open Storage Areas.

- UFGS (Unified Facilities Guide Specifications), (2007), Roller Compacted Concrete (RCC) Pavement, Division 32 - Exterior Improvements, Section 32 13 16.16, UFGS-32 13 16.16.

- USACE (U.S. Army Corps of Engineers), (1987), TM 5-822-2/AFM 88-7, General Provisions and Geometric Design for Roads, Streets, Walks, and Open Storage Areas, Washington, DC.

- USACE (U.S. Army Corps of Engineers), (1995), Engineering and Design – Evaluation and Repair of Concrete Structures. EM 1110-2-2002. U.S. Army Corps of Engineers. Washington, D.C.

- VDOT (Virginia Department of Transportation), (2003), Guidelines for 1993 AASHTO Pavement Design.

- Violeta Gracia, V., Vàzquez, E., Carmona, S., (2004), Utilization of By-Produced Sulfur for the Manufacture of Unmodified Sulfur Concrete, International RILEM Conference on the Use of Recycled Materials in Building and Structures, RILEM Publications SARL.

- Wirtgen GmbH, (2009), Concrete Slipform Paving Manual, Part 1.

- Zollinger, D., Jung, Y.S., (2013), Continuously Reinforced Concrete Pavement: Improved Transition Designs, TechBrief, Federal Highway Administration (FHWA), FHWA-HIF-13-026.

- http://concretecuttingwisconsin.com

- http://epg.modot.org

- https://www.fhwa.dot.gov/pavement/concrete/repair04.cfm

- www.gomaco.com

- www.guntert.com/news/press/stringless.html

- www.pavementinteractive.org.

-www.spidercut.net

پیوست

پیوست ۱

طراحی روسازی بتنی راه‌ها به روش PCA

پ-۱- طراحی ضخامت روسازی بتنی راه‌ها به روش انجمن سیمان پرتلند آمریکا (PCA[1])

روش پیشنهادی PCA برای طراحی ضخامت روسازی‌های بتنی مبتنی بر تئوری‌های موجود در زمینه روسازی و تجارب تحقیقاتی حاصل از بررسی عملکرد روسازی به‌صورت آزمایشگاهی و میدانی است. نسخه اولیه طراحی روسازی بتنی به روش PCA در سال ۱۹۳۳ منتشر و در سال‌های ۱۹۵۱، ۱۹۶۶ و ۱۹۸۴ بازنگری شد. در سال ۱۹۹۵ نیز نسخه مربوط به سال ۱۹۸۴ تجدید چاپ گردید.

در فرآیند ابداع روش PCA از پارامترهای مکانیستیک (بار/ تنش/ جابجایی) و مشاهدات تجربی حاصل از جاده آزمایشی آشو[2] استفاده شده است. قسمت مکانیستیک این روش که شامل ارزیابی تنش‌ها و تغییرشکل‌های بحرانی است، مبتنی بر تحلیل‌های انجام شده با برنامه کامپیوتری المان محدود JSLAB است.

مطالب بیان شده در راهنمای طراحی ضخامت روسازی به روش PCA، انواع روسازی‌های بتنی شامل: روسازی بتنی ساده با یا بدون میلگرد انتقال بار (داول بار)، روسازی بتنی مسلح درزدار و روسازی مسلح پیوسته را در بر می‌گیرد. در این راهنما فاصلهٔ معمول درزها در انواع روسازی‌های بتنی درزدار مطابق جدول (پ-۱-۱) پیشنهاد شده است.

جدول پ-۱-۱- فاصله درزها (طول دال) در انواع روسازی‌های بتنی درزدار

ردیف	نوع روسازی بتنی	فاصله درزها (متر)
۱	ساده - بدون میلگرد انتقال بار	۴/۵
۲	ساده - دارای میلگرد انتقال بار	<۶
۳	مسلح درزدار	<۱۲

پ-۱-۱- مبانی روش طراحی ضخامت روسازی بتنی به روش PCA

طراحی روسازی بتنی به روش PCA، بر اساس تحلیل‌های تنش و کرنش بتن در محل درزها، گوشه‌ها و لبه‌های روسازی است. در این روش به‌منظور مدل‌سازی دال‌های با ابعاد مشخص، موقعیت‌های مختلف بار محوری و نحوه انتقال بار در محل درزهای عرضی و ترک‌ها و همچنین درزهای واقع بین روسازی و شانه بتنی، از نرم‌افزاری مبتنی بر روش

1- Portland Cement Association
2- AASHO

اجزای محدود استفاده شده است. برای درزهای دارای میلگرد انتقال بار، از مشخصات میلگرد انتقال بار مانند قطر و ضریب الاستیسیته آن به‌طور مستقیم بهره گرفته شده و برای بیان نحوه تغییرات جابجایی برحسب بار در محل درزهای از نوع قفل و بست سنگ‌دانه‌ای و ترک‌ها در روسازی بتنی پیوسته، از مفهوم مقدار سختی فنر[3] به همراه نتایج آزمایشگاهی و میدانی استفاده شده است.

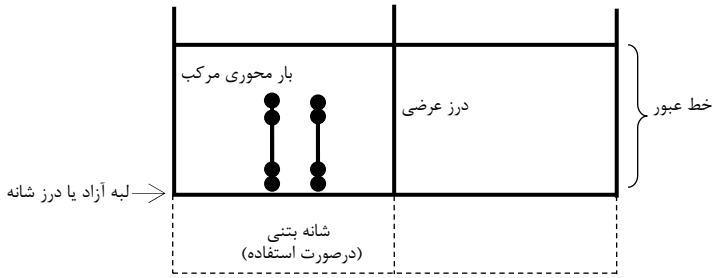
به‌طور کلی این روش طراحی، بر اساس تحلیل‌های نرم‌افزاری، بررسی‌های آزمایشگاهی و مطالعات میدانی بنانهاده شده است.

پ-۱-۱-۱- معیارهای طراحی

در طراحی روسازی به روش PCA دو مکانیزم خستگی و فرسایش (جابجایی) در نظر گرفته می‌شود. با انجام تحلیل خستگی مشخص می‌گردد که روسازی بتنی در اثر خستگی چه زمانی از وضعیت خدمت‌دهی خارج می‌شود و در تحلیل فرسایش (جابجایی) تحمل روسازی بتنی در برابر وقوع خرابی‌های فرسایش پی (زیراساس یا بستر)، مکندگی و یا پلکانی شدن و یا خرابی درزها بررسی می‌شود.

پ-۱-۱-۱-۱- تحلیل خستگی

بر اساس تحلیل‌های انجام شده، بحرانی‌ترین حالت در وقوع تنش خمشی هنگامی روی می‌دهد که چرخ‌های کامیون در لبه یا نزدیک لبه و در نیمه وسطی دال قرار می‌گیرند (شکل پ-۱-۱). از آنجا که فاصله درزهای عرضی از این محل نسبتاً زیاد است؛ بنابراین فاصله درزهای عرضی و نوع انتقال بار در درزها (میلگرد انتقال بار یا قفل و بست سنگ‌دانه‌ای) تأثیر کمی بر مقدار این تنش دارند. به همین دلیل در این روش، تحلیل خستگی برای فواصل مختلف درز و انواع مختلف مکانیزم انتقال بار در درز (میلگرد انتقال بار یا قفل و بست سنگ‌دانه‌ای) مقادیر یکسانی دارند. در صورت اتصال شانه بتنی به روسازی خط عبوری، مقدار تنش‌های بحرانی به نحو قابل ملاحظه‌ای کاهش می‌یابند.



شکل پ-۱-۱- موقعیت بار محوری برای وقوع تنش‌های خمشی بحرانی (برای تحلیل خستگی)

برای تحلیل خستگی از مفهوم خرابی تجمعی (رابطه پ-۱-۱) استفاده می‌شود.

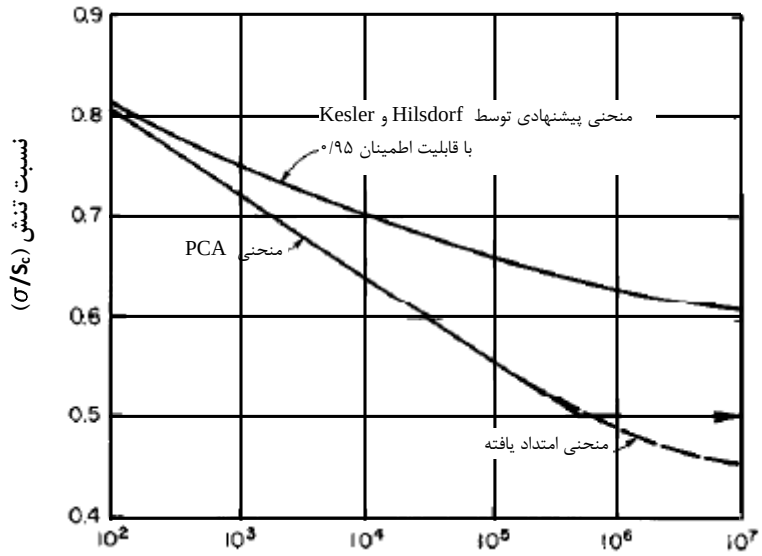
3- Spring Stiffness Value

$$D_r = \sum_{i=1}^{m} \frac{n_i}{N_i} \qquad (پ-۱-۱)$$

که در آن، D_r نسبت خرابی حاصل از تمامی گروهای بارگذاری در دوره طراحی (نسبت خرابی تجمعی در پایان دوره طراحی باید کوچکتر از ۱ باشد)، m تعداد کل گروه‌های بارگذاری، n_i تعداد تکرار بار پیش‌بینی شده در i امین گروه بارگذاری و N_i تعداد مجاز تکرار بار برای i امین گروه بارگذاری است که از رابطه (پ-۱-۲) یا شکل (پ-۱-۲) به‌دست می‌آید.

$$\begin{cases} \log N_f = 11.737 - 12.077\left(\frac{\sigma}{S_C}\right) & \frac{\sigma}{S_C} \geq 0.55 \\ N_f = \left(\frac{4.2577}{\frac{\sigma}{S_C} - 0.4325}\right)^{3.268} & 0.45 < \frac{\sigma}{S_C} < 0.55 \\ N_f = \text{نامحدود} & \frac{\sigma}{S_C} \leq 0.45 \end{cases} \qquad (پ-۱-۲)$$

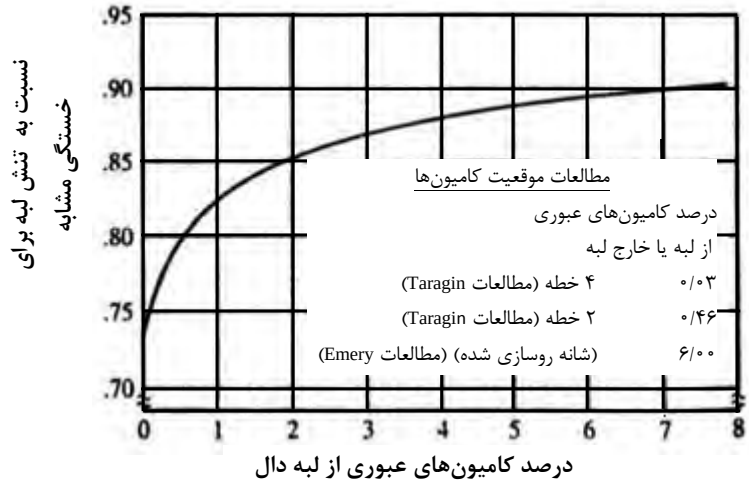
که در آن، N_f تعداد تکرار مجاز بارگذاری، σ تنش خمشی دال و S_C ضریب گسیختگی بتن (۲۸ روزه) است.



شکل پ-۱-۲- ارتباط بین عمر خستگی و نسبت تنش ($\frac{\sigma}{S_C}$)

همان‌طور که بیان شد، بحرانی‌ترین حالت در وقوع تنش (خمشی) هنگامی است که چرخ‌های کامیون در لبه یا نزدیک لبه و در نیمه وسطی دال قرار گیرند (شکل پ-۱-۱) و با فاصله گرفتن چرخ‌ها از لبه حتی به میزان چند سانتیمتر تنش به طور قابل ملاحظه‌ای کاهش می‌یابد. بررسی‌ها نشان می‌دهد فقط بخش کوچکی از کامیون‌ها (حدود ۶ درصد) چرخ‌های خارجی آنها در لبه روسازی قرار می‌گیرد و چرخ‌های بیشتر کامیون‌ها تقریباً ۶۰ سانتی‌متر از لبه روسازی فاصله دارند. با توجه به اینکه استفاده از اطلاعات مربوط به نحوه توزیع موقعیت کامیون‌ها نسبت به لبه روسازی

و توزیع تنش و جابجایی حاصل از بارهای واقع در لبه روسازی یا نزدیک به آن به‌طور مستقیم در طراحی روسازی کار مشکلی است، PCA پس از تحلیل و بررسی توزیع بار و تنش (جابجایی) روش نسبتاً ساده‌ای را برای در نظرگرفتن این عوامل در طراحی روسازی پیشنهاد نموده است. در این روش با در نظرگرفتن توزیع معمول موقعیت قرارگیری کامیون و با افزایش فواصل بارگذاری از لبه دال به سمت داخل، خستگی در لبه دال محاسبه و نتیجه شده است که می‌توان با در نظر گرفتن بارگذاری در لبه و قراردادن ۶ درصد از تعداد کل تکرار بار در لبه روسازی، خرابی خستگی متناظر با تمام حالات ممکن را به‌دست آورد. در صورتی که برای طراحی دال از تعداد کل تکرار بارگذاری استفاده شود، باید میزان تنش در محل لبه کاهش یابد تا خرابی خستگی مشابهی حاصل شود. همچنین برای اعمال اثر عبور ۶ درصد کامیون‌ها از روی لبه روسازی، تنش لبه باید در ضریب تعدیل ۰/۸۹۴ ضرب گردد (شکل پ-۱-۳). این تعدیل در جداول طراحی PCA لحاظ شده و نیاز به محاسبه مجدد ندارد.



شکل پ-۱-۳- ضریب تنش معادل برحسب درصد کامیون عبوری از لبه دال

مثال:

با استفاده از اطلاعات زیر، تعداد مجاز تکرار بار را بر اساس تحلیل خستگی در روش PCA محاسبه نمایید.

ضخامت دال ۸ اینچ (۲۰۳ میلی متر)، ضریب عکس العمل بستر ۱۰۰ pci (۲۷/۱ MN/m^3)، متوسط تنش در لبه دال تحت بار محوری مرکب ۳۶kip (۱۶۰kN) برابر ۲۸۳psi (۱/۹۵MPa) و ضریب گسیختگی بتن برابر ۵۰۰psi(۴/۵MPa) است.

حل: با توجه به آنکه فقط بخش کوچکی از بارچرخ‌ها بر لبه دال وارد می‌شود، بنابراین تنش در لبه باید در ضریب تعدیل ۰/۸۹۴ ضرب گردد.

$$\sigma = 0.894 \times 283 = 253 \ \ psi \ \ (1.75MPa)$$

$$\frac{\sigma}{S_c} = \frac{253}{500} = 0.506$$

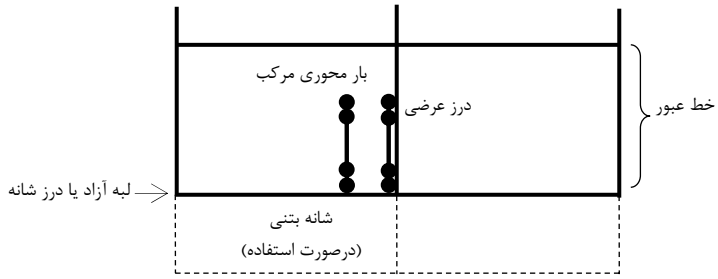
با توجه به این‌که $0.45 < \frac{\sigma}{S_C} < 0.55$ است بنابراین باید از ضابطه دوم مندرج در رابطه (پ-۱-۲) استفاده شود:

$$N_f = \left(\frac{4.2577}{\frac{\sigma}{S_C} - 0.4325} \right)^{3.268} \Rightarrow N_f = \left(\frac{4.2577}{0.506 - 0.4325} \right)^{3.268} = 5.8 \times 10^5$$

پ-۱-۱-۱-۲- تحلیل فرسایش

خرابی‌های روسازی مانند مکش[4]، فرسایش پی روسازی (بستر) و پلکانی شدن درزها بیشتر مرتبط با تغییر شکل (جابجایی) روسازی هستند تا تنش‌های خمشی. بحرانی‌ترین تغییرشکل‌ها در گوشه دال اتفاق می‌افتد و این امر هنگامی است که بار محوری در محل درز و چرخ‌های آن در گوشه یا نزدیک گوشه قرار گیرند (شکل پ-۱-۴). البته برای محورهای سه‌تایی[5] (تریدم) بیشترین جابجایی هنگامی اتفاق می‌افتد که دو محور در یک طرف درز عرضی و محور سوم در طرف دیگر درز قرار گیرد. در این وضعیت فاصله درزهای عرضی تأثیر چندانی روی مقدار جابجایی در گوشه ندارند ولی نوع مکانیزم انتقال بار (میلگرد انتقال بار یا قفل و بست سنگ‌دانه‌ای) اثر تعیین‌کننده خواهد داشت. به عبارت دیگر نتایج طراحی مبتنی بر معیار فرسایش (جابجایی‌ها) می‌تواند به‌طور قابل ملاحظه‌ای تحت تأثیر نوع مکانیزم انتقال بار قرار گیرد. در صورت اتصال شانه بتنی به روسازی خط عبوری، مقدار تغییرشکل‌های بحرانی به نحو قابل ملاحظه‌ای کاهش می‌یابند.

4- Pumping
5- Tridem Axle



شکل پ-۱-۴- موقعیت بار محوری برای وقوع تغییرشکل‌های بحرانی (برای تحلیل فرسایش)

در این حالت برای محاسبه تعداد تکرار مجاز بار از رابطه (پ-۱-۳) استفاده می‌شود.

$$LogN = 14.524 - 6.777(C_1P - 9.0)^{0.103} \qquad (پ-۱-۳)$$

که در آن، N تعداد تکرار مجاز بار (بر اساس سطح خدمت‌دهی نهایی برابر ۳)، C_1 ضریب تعدیل (۱ برای زیراساس تثبیت نشده و ۰/۹ برای زیراساس تثبیت شده) و P نرخ کار[6] یا توان[7] است که از رابطه (پ-۱-۴) به‌دست می آید.

$$P = 268.7\frac{p^2}{hK^{0.73}} \qquad (پ-۱-۴)$$

که در آن، p فشار روی پی (زیراساس، بستر) در زیر گوشه دال بر حسب (psi) (با فرض پی سیال، p=kw که k ضریب عکس‌العمل بستر و w جابجایی در گوشه دال است)، h ضخامت دال بر حسب (in) و k ضریب عکس‌العمل بستر بر حسب (pci) است.

خرابی ناشی از فرسایش از رابطه (پ-۱-۵) بدست می‌آید.

$$\text{درصد خرابی ناشی از فرسایش} = 100\sum_{i=1}^{m}\frac{C_2 n_i}{N_i} \qquad (پ-۱-۵)$$

در اربطه (پ-۱-۵)، C_2 برابر ۰/۰۶ برای روسازی بدون شانه بتنی و برابر ۰/۹۴ برای روسازی با شانه بتنی (متصل به دال) می‌باشد. درصد خرابی ناشی از فرسایش باید کمتر از ۱۰۰ درصد باشد.

مثال:

با استفاده از اطلاعات زیر، درصد خرابی فرسایش را تحت بار محوری منفرد و مرکب محاسبه نمایید.

ضخامت دال ۸ اینچ (۲۰۳ میلی متر)، ضریب عکس‌العمل بستر 100 pci (۲۷/۱ MN/m^3)، تغییر مکان گوشه تحت بار محوری منفرد ۱۸ kip (۸۰KN) برابر ۰/۰۳۵۳ اینچ (۰/۹۰ میلی متر)، جابجایی گوشه تحت بار محوری مرکب ۳۶kip (۱۶۰kN) برابر ۰/۰۴۵۸ اینچ (۱/۱۶ میلی متر)، تعداد تکرار بار پیش بینی شده برابر 5×10^6 و روسازی شانه بتنی ندارد.

6- Rate of work
7- Power

حل: برای بار محور منفرد ۱۸Kip (۸۰-KN):

$$p = k\omega = 100 \times 0.0353 = 3.53\,psi(24.4KPa)$$

$$\mathrm{P} = 268.7 \times \frac{3.53^2}{8 \times 100^{0.73}} = 14.512$$

با فرض C_1=1:

$$\log \mathrm{N} = 14.524 - 6.777(1 \times 14.512 - 9.0)^{0.103} = 6.444 \Rightarrow \mathrm{N} = 2.78 \times 10^6$$

با در نظر گرفتن C_2=0.06 (روسازی موجود شانه بتنی ندارد):

$$\text{درصد خرابی ناشی از فرسایش} = \frac{100 \times 0.06 \times 5 \times 10^6}{2.78 \times 10^6} = 10.8\%$$

برای بار محور مرکب ۳۶Kip (۱۶۰-KN):

$$p = k\omega = 100 \times 0.0458 = 4.58\,psi(31.6KPa)$$

$$\mathrm{P} = 268.7 \times \frac{4.58^2}{8 \times 100^{0.73}} = 24.429$$

با فرض C1=1:

$$\log \mathrm{N} = 14.524 - 6.777(24.429 - 9.0)^{0.103} = 5.541 \Rightarrow \mathrm{N} = 3.47 \times 10^6$$

با در نظر گرفتن C_2=0.06 (روسازی موجود شانه بتنی ندارد):

$$\text{درصد خرابی ناشی از فرسایش} = \frac{100 \times 0.06 \times 5 \times 10^6}{3.47 \times 10^5} = 86.5\%$$

پ-۱-۲- پارامترهای طراحی

در روش PCA پس از تعیین نوع روسازی بتنی (ساده بدون میلگرد انتقال بار، ساده با میلگرد انتقال بار، مسلح درزدار و مسلح پیوسته)، نوع زیراساس (در صورت نیاز)، نوع شانه راه (با یا بدون شانه بتنی)، نوع جدول یا آبرو، طراحی ضخامت روسازی بتنی بر اساس ۴ پارامتر زیر انجام می‌شود:

۱- مقاومت خمشی (ضریب گسیختگی) بتن (MR[8])؛

۲- مقاومت بستر به تنهایی یا مقاومت بستر و زیراساس به‌صورت ترکیبی (K)؛

۳- دوره طراحی (که معمولاً ۲۰ سال فرض می‌شود)؛

۴- وزن، تعداد و نوع محور کامیون‌هایی که از روسازی عبور می‌کنند.

پ-۱-۲-۱- مقاومت خمشی بتن

مقاومت خمشی بتن در فرآیند بررسی معیار خستگی روسازی بتنی استفاده می‌شود. در واقع معیار خستگی، میزان ترک‌خوردگی تحت بارگذاری‌های تکراری را کنترل می‌کند. خمش روسازی بتنی در اثر بار محورهای وسایل نقلیه، باعث

8- Modulus of Rupture

ایجاد تنش‌های فشاری و خمشی در روسازی می‌شود. از آنجا که نسبت تنش‌های فشاری به مقاومت فشاری بتن کم است، این عامل در طراحی ضخامت روسازی بتنی در نظر گرفته نمی‌شود ولی به دلیل قابل ملاحظه بودن نسبت تنشهای خمشی به مقاومت خمشی (معمولاً بیش از ۰/۵)، نسبت مذکور در طراحی ضخامت روسازی بتنی لحاظ می‌شود.

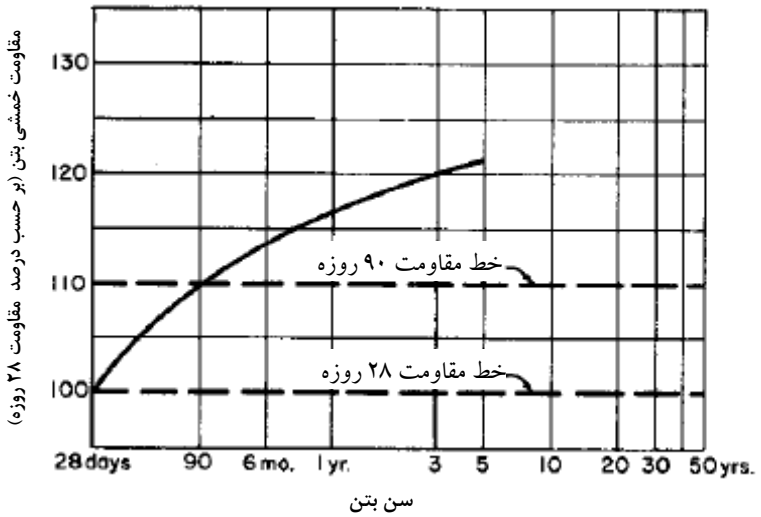
مقاومت خمشی (ضریب گسیختگی) بتن با انجام آزمایش روی تیرچه‌های بتنی به ابعاد ۱۵×۱۵×۷۶ سانتی‌متر، به‌دست می‌آید. روش‌های مختلفی برای انجام آزمایش تعیین ضریب گسیختگی بتن وجود دارد که از جمله آنها می‌توان به تیر با بارگذاری طره‌ای[۹]، تیر با بارگذاری مرکزی[۱۰] و تیر با بارگذاری سه نقطه‌ای[۱۱] اشاره نمود. به دلیل آنکه در روش بارگذاری سه نقطه‌ای، مقاومت حداقل بتن در یک سوم میانی تیر بتنی مورد آزمایش به‌دست می‌آید در حالی که در دور روش دیگر تنها مقاومت تیر بتنی در یک نقطه اندازه‌گیری می‌شود، بنابراین، در طراحی ضخامت روسازی بتنی به روش PCA، از روش بارگذاری سه نقطه‌ای استفاده می‌شود. نحوه انجام این آزمایش در استاندارد ASTM C78 ارائه شده است. بررسی‌ها نشان می‌دهد معمولاً مقاومت خمشی تیرچه بتنی به طول استاندارد (۷۶ سانتیمتر) در آزمایش‌های تیر بتنی با بارگذاری طره‌ای و مرکزی به ترتیب ۷۵ psi و ۱۶۰ psi (۵/۳ kg/cm^2 و ۱۱/۲ kg/m^2) از مقاومت خمشی تیرچه بتنی مشابه در آزمایش با بارگذاری سه‌نقطه‌ای بیشتر است. به عبارت دیگر می‌توان گفت نتایج حاصل از آزمایش بارگذاری سه‌نقطه‌ای محافظه کارانه‌تر است.

آزمایش‌های تعیین ضریب گسیختگی معمولاً بصورت ۷، ۱۴، ۲۸ و ۹۰ روزه انجام می‌شود. از نتایج آزمایش ۷ روزه و ۱۴ روزه بتن برای مقایسه بتن موجود با مشخصات مورد انتظار در پروژه و اینکه چه هنگام می‌توان اجازه داد وسایل نقلیه از روسازی عبور کنند، استفاده می‌شود و از نتایج آزمایش ۲۸ روزه و ۹۰ روزه به ترتیب معمولاً برای طراحی ضخامت روسازی بتنی راه و روسازی بتنی سطوح پروازی (باند پرواز، باند خزش، محوطه پارکینگ هواپیماها) استفاده می‌شود.

بررسی نمونه‌های آزمایشگاهی و نمونه‌های اخذ شده از روسازی راه‌های در حال خدمت‌دهی نشان می‌دهد، مقاومت بتن با گذشت زمان افزایش می‌یابد (شکل پ-۱-۵).

در طراحی روسازی بتنی به روش PCA، اثر تغییرات مقاومت بتن از یک نقطه به نقطه دیگر روسازی و همچنین اثر افزایش مقاومت بتن با گذشت زمان، در نمودارها و جدول‌های طراحی لحاظ شده و اعمال تأثیر این موارد توسط طراح لزومی ندارد؛ بنابراین به راحتی می‌توان از مقاومت ۲۸ روزه بتن به‌عنوان ضریب گسیختگی طرح استفاده نمود. در نمودارها و جدول‌های طراحی، ضریب تغییرات[۱۲] مقاومت بتن برابر ۱۵ درصد اعمال شده است.

9- Cantilever
10- Centerpoint
11- Third Point Loading
12- Coefficient of Variation



شکل پ-۱-۵- ارتباط بین مقاومت خمشی و سن بتن (PCA, 1984)

پ-۱-۲-۲- مقاومت بستر و زیراساس

وضعیت مقاومتی بستر و زیراساس در روسازی بتنی بر حسب ضریب عکس‌العمل بستر (K) بیان می‌شود و برابر است با مقدار بار وارد شده (بر حسب پوند بر اینچ مربع) بر صفحه بارگذاری به قطر ۷۵ سانتی‌متر (۳۰ اینچ)، تقسیم بر جابجایی زیر صفحه بارگذاری (بر حسب اینچ). مقدار K بر حسب پوند بر اینچ مربع بر اینچ (Psi/in) یا به طور معمول، پوند بر اینچ مکعب (Pci) بیان می‌شود. از آنجا که آزمایش صفحه بارگذاری زمان‌بر و گران قیمت است، معمولاً مقدار K با استفاده از روابط موجود بین K و پارامتری که تعیین آن به طریق آزمایشگاهی راحت‌تر است (مانند آزمایش مقاومت باربری کالیفرنیا (CBR)) تخمین‌زده می‌شود. با توجه به اینکه ضخامت رویه بتنی حساسیت زیادی به ضریب عکس‌العمل بستر (زیراساس) ندارد، بنابراین، استفاده از روابط رگرسیونی همانند آنچه که در شکل (پ-۱-۶) نشان داده شده است، برای مقاصد طراحی روسازی بتنی کفایت می‌کند.

سؤال دیگری که در ارتباط با تعیین مقاومت خاک بستر مطرح می‌شود آن است که مقاومت خاک بستر در چه موقعی از سال اندازه‌گیری شود. نتایج آزمایش راه آشو[13] نشان می‌دهد، کاهش مقاومت باربری خاک بستر در هنگام ذوب یخ (فصل بهار)، اثر ناچیزی بر ضخامت مورد نیاز برای رویه بتنی دارد. زیرا با وجود کاهش قدرت باربری خاک در دوره کوتاه بهار (به علت ذوب یخ)، مقدار K مربوط به این فصل از مقدار K در دوره بلند یخبندان و از مقداری که معمولاً برای طراحی روسازی بتنی در نظر گرفته می‌شود، بزرگ‌تر است. بنابراین، برای اعمال تغییرات فصلی در مقدار K، PCA توصیه می‌کند از مقادیر K به‌دست آمده در آب و هوای تابستانی یا پاییزی معمولی، به‌عنوان مقادیر متوسط ضریب عکس‌العمل بستر استفاده شود.

بر اساس آیین‌نامه PCA، استفاده از لایه زیراساس تثبیت نشده صرفاً به‌منظور افزایش مقدار K اقتصادی نیست. استفاده از زیراساس در محل‌هایی توصیه می‌شود که شرایط برای بروز پدیده پمپینگ وجود دارد. در جایی که از

13- AASHO

زیراساس استفاده می‌شود، مقدار K افزایش می‌یابد و بهتر است در طراحی ضخامت روسازی از K افزایش یافته استفاده شود. در صورتی که زیراساس از نوع مصالح سنگ دانه‌ای (تثبیت نشده) باشد، مقدار تقریبی K افزایش یافته را می‌توان از جدول (پ-۱-۲) به‌دست آورد. مقادیر نشان داده شده در این جدول بر اساس تحلیل‌های برمیستر[۱۴] در سیستم دو لایه‌ای و آزمایش‌های صفحه بارگذاری روی بستر و زیراساس دال‌های روسازی‌های مسیرهای آزمایشی می‌باشد.

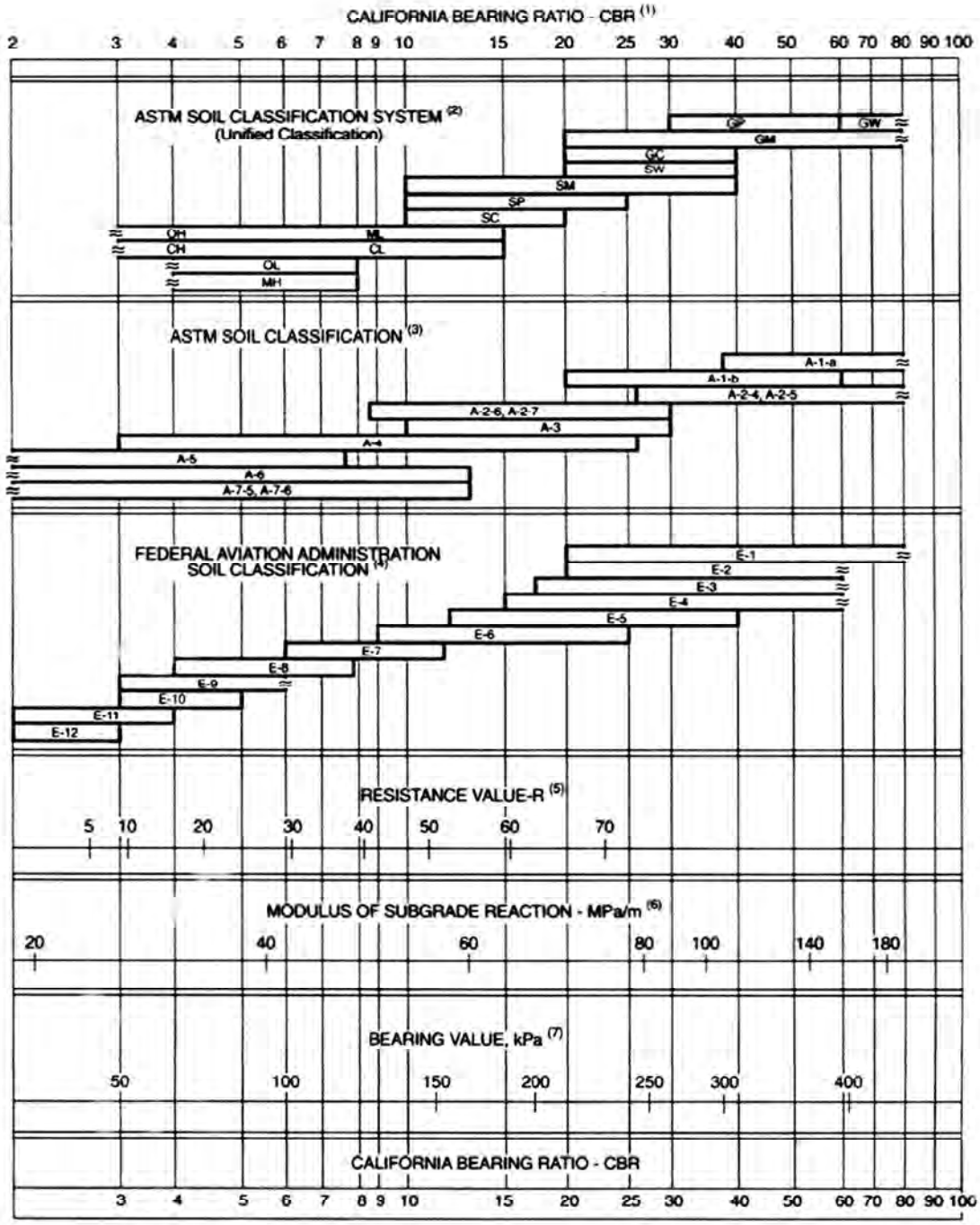
جدول پ-۱-۲- مقدار K طراحی، در صورتی که از زیراساس سنگ‌دانه‌ای (تثبیت نشده) استفاده شود (PCA, 1984)

مقدار K بستر (Pci)	ضخامت زیراساس (in)			
	۴	۶	۹	۱۲
	K طراحی (Pci)			
۵۰	۶۵	۷۵	۸۵	۱۱۰
۱۰۰	۱۳۰	۱۴۰	۱۶۰	۱۹۰
۲۰۰	۲۲۰	۲۳۰	۲۷۰	۳۲۰
۳۰۰	۳۲۰	۳۳۰	۳۷۰	۴۳۰

استفاده از لایه زیراساس تثبیت شده با سیمان در بسیاری از روسازی‌های بتنی با ترافیک سنگین مرسوم است. خاک‌هایی که در یکی از رده‌بندی‌های A-1، A-2-4، A-2-5 و A-3 (مطابق طبقه‌بندی خاک‌ها در سیستم آشتو) قرار می‌گیرند، مستعد تثبیت با سیمان هستند. درصد سیمان مورد نیاز برای تثبیت خاکهای مذکور بر اساس آزمایش یخبندان ـ تورم[۱۵] (ASTM D560)، آزمایش مرطوب ـ خشک نمودن[۱۶] نمونه‌ها (ASTM D559) و همچنین معیار افت وزن PCA بدست می‌آید.

مقادیر K طراحی در حالتی که از زیراساس تثبیت شده با سیمان استفاده شود، در جدول (پ-۱-۳) درج شده است.

14-Burmister
15-Freez-Thaw
16- Wet-Dry



شکل پ-۱-۶- ارتباط بین طبقه‌بندی خاک با پارامترهای مقاومتی آن (PCA, 1984)

جدول پ-۱-۳- مقدار K طراحی، در صورتی که از زیراساس تثبیت شده با سیمان استفاده شود (PCA, 1984)

مقدار K بستر (Pci)	ضخامت زیراساس تثبیت شده با سیمان (in)			
	۴	۶	۸	۱۰
	K طراحی ((Pci			
۵۰	۱۷۰	۲۳۰	۳۱۰	۳۹۰
۱۰۰	۲۸۰	۴۰۰	۵۲۰	۶۴۰
۲۰۰	۴۷۰	۶۴۰	۸۳۰	-

همچنین از بتن مگر[۱۷] نیز می‌توان به‌عنوان لایه زیراساس استفاده کرد. بتن مگر از زیراساس با مصالح‌سنگ‌دانه‌ایِ رایج، مقاوم‌تر است به همین دلیل در صورت استفاده از این نوع زیراساس، ضخامت طراحی کاهش می‌یابد. در فرآیند طراحی و اجرا، این نوع زیراساس غیر قابل فرسایش فرض می‌شود.

پ-۱-۲-۳- دوره طراحی (عمر طراحی)[۱۸]

دوره طرح و عمر روسازی دارای مفاهیم متفاوت هستند. برای عمر روسازی تعریف دقیقی وجود ندارد به همین علت برخی کارشناسان، عمر روسازی را از زمان اجرای روسازی و زیر بار ترافیک قرار گرفتن روسازی تا زمان اجرای اولین روکش در نظر می‌گیرند. گاهی اوقات عبارت عمر طراحی همان دوره تحلیل ترافیک در نظر گرفته می‌شود. با توجه به اینکه ترافیک را نمی‌توان به طور دقیق برای یک دوره بسیار طولانی پیش‌بینی نمود، به همین دلیل معمولاً عمر طراحی روسازی معمولاً ۲۰ سال در نظر گرفته می‌شود. با این وجود ممکن است به توجه به شرایط خاص هر پروژه عمر طراحی کمتر یا بیشتر از این مقدار لحاظ شود. به‌عنوان مثال در راه‌هایی که برای حمل مصالح یک پروژه خاص ساخته می‌شوند عمر طراحی فقط چند سال در نظر گرفته می‌شود؛ در حالی که در راه‌هایی که مد نظر است برای مدت بسیار طولانی عمر کند و در این مدت نیز نگهداری چندانی روی آن انجام نشود و در نتیجه سطح عملکردی راه به نحو مطلوبی حفظ شود، عمر طراحی بیش از ۲۰ سال لحاظ می‌شود. برخی کارشناسان پیشنهاد می‌کنند دوره طرح برای راه‌های برون شهری و درون شهری عددی بین ۳۰ تا ۳۵ سال در نظر گرفته شود.

به طور کلی می‌توان گفت انتخاب عمر طراحی برای هر پروژه بر اساس قضاوت مهندسی و تحلیل اقتصادی (هزینه ساخت و نگهداری در طول عمر روسازی) انجام می‌شود.

پ-۱-۲-۴- ترافیک

تعداد و وزن بارهای محوری که پیش‌بینی می‌شود در طی عمر طراحی از روسازی عبور نمایند، از مهم‌ترین پارامترها در طراحی ضخامت روسازی محسوب می‌شوند. این پارامترها بر اساس متوسط ترافیک روزانه در دو جهت[۱۹] (ADT)، متوسط ترافیک روزانه کامیون در دو جهت[۲۰] (ADTT) و بارهای محوری کامیون‌ها تخمین زده می‌شوند. جدول (پ-۱-۴) ارتباط بین نرخ رشد سالیانه و ضرایب رشد ترافیک برای دوره‌های طراحی ۲۰ و ۴۰ سال نشان می‌دهند. ضرایب رشد ترافیک محاسبه شده جدول (پ-۱-۴) بر اساس دوره میانی است. به عبارت دیگر برای محاسبه ضریب رشد ترافیک در این جدول از رابطه $(1+i)^{n/2}$ استفاده شده است. در این رابطه، i رشد ترافیک سالیانه و n دوره طرح می‌باشد.

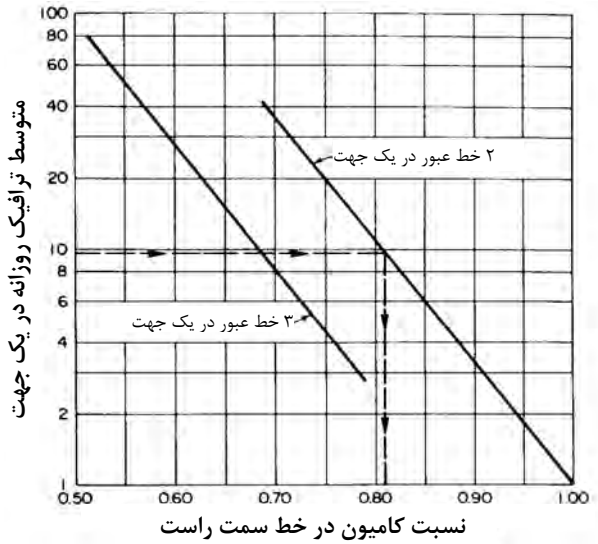
17- Lean Concrete
18- Design Period
19- Average Daily Traffic
20- Average Daily Truck Traffic

جدول پ-۱-۴- درصد رشد سالیانه ترافیک و ضریب رشد ترافیک

درصد رشد ترافیک سالیانه	ضریب رشد ترافیک برای دوره طراحی ۲۰ ساله	ضریب رشد ترافیک برای دوره طراحی ۴۰ ساله
۱	۱/۱	۱/۲
۱/۵	۱/۲	۱/۳
۲	۱/۲	۱/۵
۲/۵	۱/۳	۱/۶
۳	۱/۳	۱/۸
۳/۵	۱/۴	۲
۴	۱/۵	۲/۲
۴/۵	۱/۶	۲/۴
۵	۱/۶	۲/۷
۵/۵	۱/۷	۲/۹
۶	۱/۸	۳/۲

هنگامی که در مورد میزان نرخ رشد ترافیک اطمینان وجود ندارد، بهتر است از نرخ‌های نسبتاً بیشتر استفاده شود. روش دیگر برای تخمین ADT استفاده از ظرفیت[21] (حداکثر تعداد وسایل نقلیه که می‌توانند از روسازی عبور کنند بدون آنکه تأخیر غیرمعقولی در حرکت آنها ایجاد شود) است. این روش در پیوست D راهنمای طراحی روسازی به روش PCA تشریح شده است و بهتر است برای کنترل ترافیک پیش‌بینی شده در پروژه‌های خاص از این روش استفاده شود.

برای محاسبهٔ مقدار ADTT فقط کامیون‌های دارای ۶ چرخ یا بیشتر در نظر گرفته می‌شوند و از وسایل نقلیه ۴ چرخ، صرف نظر می‌گردد. در راه‌های با ۴ خط عبور یا بیشتر مقدار ADTT با استفاده از شکل (پ-۱-۷) تعدیل می‌شود. متوسط ترافیک روزانه در شکل (پ-۱-۷) پس از اعمال ضریب رشد ترافیک در دوره طراحی در نظر گرفته می‌شود.



شکل پ-۱-۷- نسبت کامیون‌ها در خط عبور سمت راست راه چند خطه جدا شده

21- Capacity

پ-۱-۲-۴-۱- توزیع بار محوری

برای محاسبه تعداد محورهای منفرد[۲۲]، مرکب[۲۳] و سه‌تایی[۲۴] در طول دوره طرح، باید اطلاعات مربوط به توزیع بار محوری کامیون‌های عبوری مشخص شود. در بیشتر مسائل طراحی ضریب توزیع جهتی برابر ۵۰ درصد در نظر گرفته می‌شود. جدول (پ-۱-۵) نمونه‌ای از نحوه تحلیل اطلاعات مربوط به بار محوری را در ایالات متحده نشان می‌دهد. در ستون اول این جدول بارهای محوری و در ستون دوم آن، تعداد محورها برای هر ۱۰۰۰ کامیون درج شده است. از آنجا که در نمونه مورد بررسی ۱۳۲۱۵ کامیون شمارش شده و از این تعداد، ۶۹۱۸ کامیون سبک دو محور چهارچرخ و وانت بار بوده (یعنی ۵۲ درصد کل کامیون‌ها) بنابراین، این تعداد وسیله نقلیه از تحلیل کنار گذاشته می‌شود. با تقسیم داده‌های موجود در ستون ۲ بر عبارت (۱-۰/۵۲)، اعداد ستون سوم بدست می‌آید. ستون چهارم تعداد محور در دوره طرح را نشان می‌دهد که از ضرب اعداد ستون سوم در عبارت (۱۰۰۰/تعداد کامیون در دوره طرح) به‌دست آمده است. در نمونه مورد بررسی مندرج در جدول (پ-۱-۵) فرض شده است که ۱۰۸۸۰۰۰۰ کامیون در دوره طرح در یک جهت از روسازی عبور می‌کنند.

22- Single axle
23- Tandem axle
24- Tridem axle

جدول پ-۱-۵- نمونه‌ای از نحوه تحلیل اطلاعات مربوط به بار محوری در روش PCA

(۱) بار محوری (kips)	(۲) تعداد محورها به ازای هر ۱۰۰۰ کامیون	(۳) تعداد محورهای تعدیل شده به ازای هر ۱۰۰۰ کامیون	(۴) تعداد محورها در دوره طراحی
تک محوره			
۲۸-۳۰	۰/۲۸	۰/۵۸	۶۳۱۰
۲۶-۲۸	۰/۶۵	۱/۳۵	۱۴۶۹۰
۲۴-۲۶	۱/۳۳	۲/۷۷	۳۰۱۴۰
۲۲-۲۴	۲/۸۴	۵/۹۲	۶۴۴۱۰
۲۰-۲۲	۴/۷۲	۹/۸۳	۱۰۶۹۰۰
۱۸-۲۰	۱۰/۴۰	۲۱/۶۷	۲۳۵۸۰۰
۱۶-۱۸	۱۳/۵۶	۲۸/۲۴	۳۰۷۲۰۰
۱۴-۱۶	۱۸/۶۴	۳۸/۸۳	۴۲۲۵۰۰
۱۲-۱۴	۲۵/۸۹	۵۳/۹۴	۵۸۶۹۰۰
۱۰-۱۲	۸۱/۰۵	۱۶۸/۸۵	۱۸۳۷۰۰۰
محور مرکب			
۴۸-۵۲	۰/۹۴	۱/۹۸	۲۱۳۲۰
۴۴-۴۸	۱/۸۹	۳/۹۴	۴۲۸۷۰
۴۰-۴۴	۵/۵۱	۱۱/۴۸	۱۲۴۹۰۰
۳۶-۴۰	۱۶/۴۵	۳۴/۲۷	۳۷۲۹۰۰
۳۲-۳۶	۳۹/۰۸	۸۱/۴۲	۸۸۵۸۰۰
۲۸-۳۲	۴۱/۰۶	۸۵/۵۴	۹۳۰۷۰۰
۲۴-۲۸	۷۳/۰۷	۱۵۲/۲۳	۱۶۵۶۰۰۰
۲۰-۲۴	۴۳/۴۵	۹۰/۵۲	۹۸۴۹۰۰
۱۶-۲۰	۵۴/۱۵	۱۱۲/۸۱	۱۲۲۷۰۰۰
۱۲-۱۶	۵۹/۸۵	۱۲۴/۶۹	۱۳۵۶۰۰۰

پ-۱-۲-۴-۲- ضرایب اطمینان بار[۲۵] (LSF)

پس از تعیین تعداد بار محوری باید این مقدار در ضریب اطمینان بار ضرب شود. ضریب اطمینان بار در حالات مختلف بر اساس شرایط زیر تعیین می‌شود:

- برای بزرگراه‌های بین استانی و راههای چند خطه که در آنها ترافیک به‌صورت پیوسته جریان دارد و حجم بالایی از کامیون‌ها از آنها عبور می‌کنند: LSF=۱/۲

25- Load Safety Factors

- برای بزرگراه‌ها و خیابان‌های شهری که دارای حجم متوسط ترافیک کامیون است: LSF=۱/۱

- برای جاده‌ها، خیابان‌های محلی و سایر خیابان‌هایی که دارای حجم کم ترافیک کامیون است: LSF=۱/۰

در موارد خاص که مدنظر است وضعیت خدمت‌دهی روسازی در طول دوره طرح، بالاتر از مواقع عادی حفظ شود، ضریب اطمینان بار برابر ۱/۳ در نظر گرفته می‌شود.

برای محاسبه ترافیک کامیون در طول عمر طراحی روسازی از رابطه (پ-۱-۶) استفاده می‌شود:

ترافیک کامیون در طول عمر طراحی = $ADTT \times GF \times LF \times DF \times n \times 365$ (پ-۱-۶)

ADTT: متوسط ترافیک روزانه کامیون در دو جهت؛

LF: ضریب توزیع خطی (با استفاده از شکل پ-۱-۷ بدست می‌آید)؛

DF: ضریب توزیع جهتی که معمولاً ۰/۵ در نظر گرفته می‌شود؛

GF: ضریب رشد تجمعی ترافیک در طول دوره طراحی (برای محاسبه ضریب رشد ترافیک از جدول (پ-۱-۴) یا رابطه $(1+i)^{n/2}$ استفاده می‌شود. در این رابطه، i رشد سالیانه ترافیک و n دوره طرح می‌باشد).

پ-۱-۳- روش طراحی

برای طراحی ضخامت روسازی به روش PCA، جدول (پ-۱-۶) باید تکمیل شود. این جدول شامل اطلاعات زیر است:

- نوع درز یا شانه؛
- ضریب گسیختگی بتن (۲۸ روزه) (MR)؛
- مقدار K بستر یا K ترکیبی (بستر به همراه زیراساس)؛
- ضریب اطمینان بار؛
- توزیع بار محوری (ستون ۱)؛
- تعداد بارگذاری محوری که پیش‌بینی می‌شود، در دوره طرح از روسازی عبور نماید (ستون ۳).

روی فرم مذکور فرآیند تحلیل خستگی (به‌منظور کنترل ترک خوردگی خستگی) و تحلیل فرسایش (برای کنترل فرسایش بستر (لایه زیر دال) و شانه، پدیده مکش[۲۶] و پلکانی شدن) نشان داده شده است.

تحلیل خستگی معمولاً کفایت طرح روسازی در مناطق با ترافیک سبک (خیابانهای شهری و جاده‌های فرعی بدون توجه به استفاده یا عدم استفاده از میلگرد انتقال بار) و ترافیک متوسط با روسازی بتنی دارای میلگرد انتقال بار را کنترل می‌کند. تحلیل فرسایش معمولاً کفایت طرح روسازی بدون میلگرد انتقال بار (قفل بست سنگ‌دانه‌ای) برای مناطق با ترافیک متوسط یا سنگین و طرح روسازی شامل میلگرد انتقال بار برای مناطق با ترافیک سنگین را کنترل می‌کند.

در نمودارها و جدول‌هایی که توسط PCA تهیه شده، فرضیات زیر در نظر گرفته شده است:

26-Pumping

ضریب الاستیسیته بتن برابر (۲۸ GPa) ۴×۱۰^{۶}psi، ضریب پواسون بتن برابر ۰/۱۵، قطر میلگردهای انتقال بار برابر $\frac{۱}{۸}$ ضخامت دال، فاصله میلگردهای انتقال بار برابر (۳۰cm) ۱۲in، ضریب تکیه‌گاهی میلگرد انتقال بار برابر (۵۴۳GN/m3) ۲×۱۰^{۶}pci، ثابت فنر برای درزهای از نوع قفل و بست سنگ‌دانه‌ای برابر (۳۴/۵MPa) ۵۰۰۰psi و ثابت فنر برای شانه بتنی متصل به خط عبوری برابر (۱۷۳MPa) ۲۵۰۰۰psi.

پ-۱-۳-۱- مراحل گام به گام طراحی روسازی بتنی به روش PCA

مراحل گام به گام طراحی روسازی بتنی به روش PCA به شرح زیر است:

اطلاعات لازم در بالای فرم مندرج در جدول (پ-۱-۶) و ستون‌های ۱ و ۳ تکمیل می‌شوند. در ادامه با ضرب مقدار بارهای محوری در ضریب اطمینان بار (بند پ-۱-۲-۴-۲)، ستون ۲ تکمیل می‌شود.

الف- تحلیل خستگی

نتایج تحلیل خستگی (و در نتیجه چارت‌ها و شکل‌های مورد استفاده) برای روسازی‌های با یا بدون میلگرد انتقال بار و همچنین روسازی‌های مسلح پیوسته مشابه یکدیگر است. در طراحی روسازی بتنی به روش PCA، با روسازی‌های مسلح پیوسته همانند روسازی‌های دارای میلگرد انتقال بار رفتار می‌شود.

- در صورتی که شانه بتنی وجود نداشته باشد، از جدول (پ-۱-۷-الف) و شکل (پ-۱-۸) استفاده می‌شود.
- در صورتی که شانه بتنی وجود داشته باشد، از جدول (پ-۱-۷-ب) و شکل (پ-۱-۸) استفاده می‌شود.

گام‌های طراحی در این مرحله عبارتند از:

الف-۱- آیتم‌های شماره ۸، ۱۱ و ۱۴ در فرم مندرج در جدول (پ-۱-۶) با استفاده از جدول‌های مربوطه به تنش معادل (جدول‌های پ-۱-۷-الف و پ-۱-۷-ب) و بر اساس مقدار K و سعی و خطا در مقادیر فرضی برای ضخامت دال درج می‌شود.

الف-۲- آیتم‌های شماره ۸، ۱۱ و ۱۴ بر مقدار ضریب گسیختگی بتن تقسیم شده و در نتیجه آیتم‌های شماره ۹، ۱۲ و ۱۵ (ضریب نسبت تنش) بدست می‌آیند.

الف-۳- با استفاده از شکل (پ-۱-۸) تعداد تکرار مجاز بارگذاری محاسبه شده و در ستون ۴ درج می‌شود. در صورتی که خط ترسیم شده، محور مربوط به تعداد مجاز تکرار بار را قطع نکند، تعداد مجاز تکرار بار، برابر بی‌نهایت در نظر گرفته می‌شود. به‌منظور تعیین تعداد تکرار مجاز بارگذاری برای محورهای سه‌تایی، قبل از استفاده از شکل (پ-۱-۸)، لازم است مقدار بار محور سه‌تایی بر عدد ۳ تقسیم شود و سپس از محور مربوط به بار محوری منفرد استفاده شود[۲۷].

۲۷- البته این به معنی آن نیست که اثر یک محور سه‌تایی معادل اثر سه محور منفرد است، بلکه این عمل صرفاً به‌منظور جلوگیری از پیچیدگی و اضافه نکردن مقیاس سوم در نمودارها بوده است.

الف-۴- با تقسیم اعداد ستون ۳ بر اعداد ستون ۴ و ضرب آن در ۱۰۰، نتیجه در ستون ۵ درج می‌شود. در انتهای ستون ۵ نیز جمع اعداد این ستون قرار می‌گیرد.

جدول پ-۱-۶- فرم مربوط به طراحی ضخامت روسازی به روش PCA

نام پروژه: **ضخامت اولیه (مقدار فرضی): .in.....** **دارای درزهای شامل میلگرد انتقال بار: بله..... خیر.....** **ضریب عکس العمل بستر- زیراساس (K): pci.....** **دارای شانه بتنی: بله..... خیر.....** **ضریب گسیختگی بتن (MR): psi.....** **دوره طراحی: ..... سال** **ضریب اطمینان بار (LSF): .....** **ضخامت زیراساس: in.....**						
بار محوری (kips)	**ضرب در ضریب اطمینان بار**	**تعداد تکرار پیش‌بینی شده**	**تحلیل خستگی**		**تحلیل فرسایش**	
			تعداد تکرار مجاز	**درصد خستگی**	**تعداد تکرار مجاز**	**درصد فرسایش**
۱	**۲**	**۳**	**۴**	**۵**	۶	**۷**
۸- تنش معادل: ..... **۱۰- ضریب فرسایش: .....** **۹- ضریب نسبت تنش: .....**						
محورهای منفرد						
۱۱- تنش معادل: ..... **۱۳- ضریب فرسایش: .....** **۱۲- ضریب نسبت تنش: .....**						
محورهای مرکب						
۱۴- تنش معادل: ..... **۱۶- ضریب فرسایش: .....** **۱۵- ضریب نسبت تنش: .....**						
محورهای سه‌تایی						
جمع:			جمع:			

در صورتی‌که جمع درصد اعداد خستگی بیشتر از ۱۰۰٪ باشد نتیجه می‌شود که ضخامت در نظر گرفته شده کافی نبوده و محاسبات باید با فرض ضخامت بزرگ‌تر تکرار گردد. همچنین اگر عدد مذکور خیلی کوچکتر از ۱۰۰٪ باشد نتیجه می‌شود که ضخامت اولیه بزرگ‌تر از ضخامت مورد نیاز بوده و محاسبات باید با عدد کوچک‌تری تکرار گردد.

ب- تحلیل فرسایش

- روسازی بدون شانه بتنی:

- در صورتی که روسازی بتنی در محل درزها دارای میلگرد انتقال بار باشد یا روسازی بتنی از نوع پیوسته باشد از جدول (پ-۱-۸-الف) و شکل (پ-۱-۹-الف) استفاده می‌شود.
- در صورتی که درزهای روسازی بتنی از نوع قفل و بست سنگ‌دانه‌ای باشد، از جدول (پ-۱-۸-ب) و شکل (پ-۱-۹-الف) استفاده می‌شود.

- روسازی با شانه بتنی:

- در صورتی که روسازی بتنی دارای میلگرد انتقال بار در محل درزها باشد یا روسازی از نوع پیوسته باشد، از جدول (پ-۱-۹-الف) و شکل (پ-۱-۹-ب) استفاده می‌شود.
- در صورتی که درزهای روسازی بتنی از نوع قفل و بست سنگ دانه‌ای باشد، از جدول (پ-۱-۹-ب) و شکل (پ-۱-۹-ب) استفاده می‌شود.

گام‌های طراحی در این مرحله عبارتند از:

ب-۱- با استفاده از جدول‌های (پ-۱-۸-الف)، (پ-۱-۸-ب)، (پ-۱-۹-الف) یا (پ-۱-۹-ب)، آیتم‌های شماره ۱۰، ۱۳ و ۱۶ در جدول (پ-۱-۶) درج می‌شود.

ب-۲- در ستون ۶ تعداد تکرار مجاز بارگذاری که از شکل (پ-۱-۹-الف) یا (پ-۱-۹-ب) به‌دست می‌آید، درج می‌شود. در صورتی که خط ترسیم شده، محور مربوط به تعداد مجاز تکرار بار را قطع نکند، تعداد مجاز تکرار بار، برابر بی‌نهایت در نظر گرفته می‌شود. همچنین به‌منظور تعیین تعداد تکرار مجاز بارگذاری برای محورهای سه‌تایی، قبل از استفاده از شکل (پ-۱-۹-الف) یا شکل (پ-۱-۹-ب)، لازم است مقدار بار محور سه‌تایی بر عدد ۳ تقسیم شود و سپس از محور مربوط به بار محوری منفرد استفاده شود.

- با تقسیم اعداد مندرج در ستون ۳ بر اعداد متناظر در ستون ۶ و ضرب حاصل در عدد ۱۰۰، اعداد ستون ۷ به‌دست می‌آیند. در انتهای این ستون نیز جمع اعداد نوشته می‌شود.

در صورتی‌که جمع درصد هر یک از اعداد فرسایش به تنهایی بیشتر از ۱۰۰٪ باشد نتیجه می‌شود که ضخامت در نظر گرفته شده کافی نبوده و لازم است محاسبات با فرض ضخامت بزرگ‌تر تکرار شود. همچنین اگر عدد مذکور خیلی

کوچک‌تر از ۱۰۰٪ باشد نتیجه می‌شود که ضخامت اولیه بزرگ‌تر از ضخامت مورد نیاز بوده و باید محاسبات با فرض ضخامت کم‌تری برای دال بتنی تکرار شود[۲۸].

۲۸- اثر ضخامت دال روی ضرایب خستگی و فرسایش تقریباً به‌صورت تصاعد هندسی است. برای مثال اگر ضخامت دال برابر ۸ یا ۱۰ اینچ فرض شود و مقدار ضریب خستگی متناظر با ضخامت‌های مذکور به ترتیب برابر ۳۳٪ و ۱۷۸٪ به‌دست آید، ضریب خستگی متاظر با دال به ضخامت ۹ اینچ برابر ۷۷٪=$^{۰/۵}$(۱۷۸×۳۳) خواهد شد.

جدول پ-۱-۷-الف- مقادیر تنش معادل برای دال‌های بدون شانه‌های بتنی در تحلیل خستگی

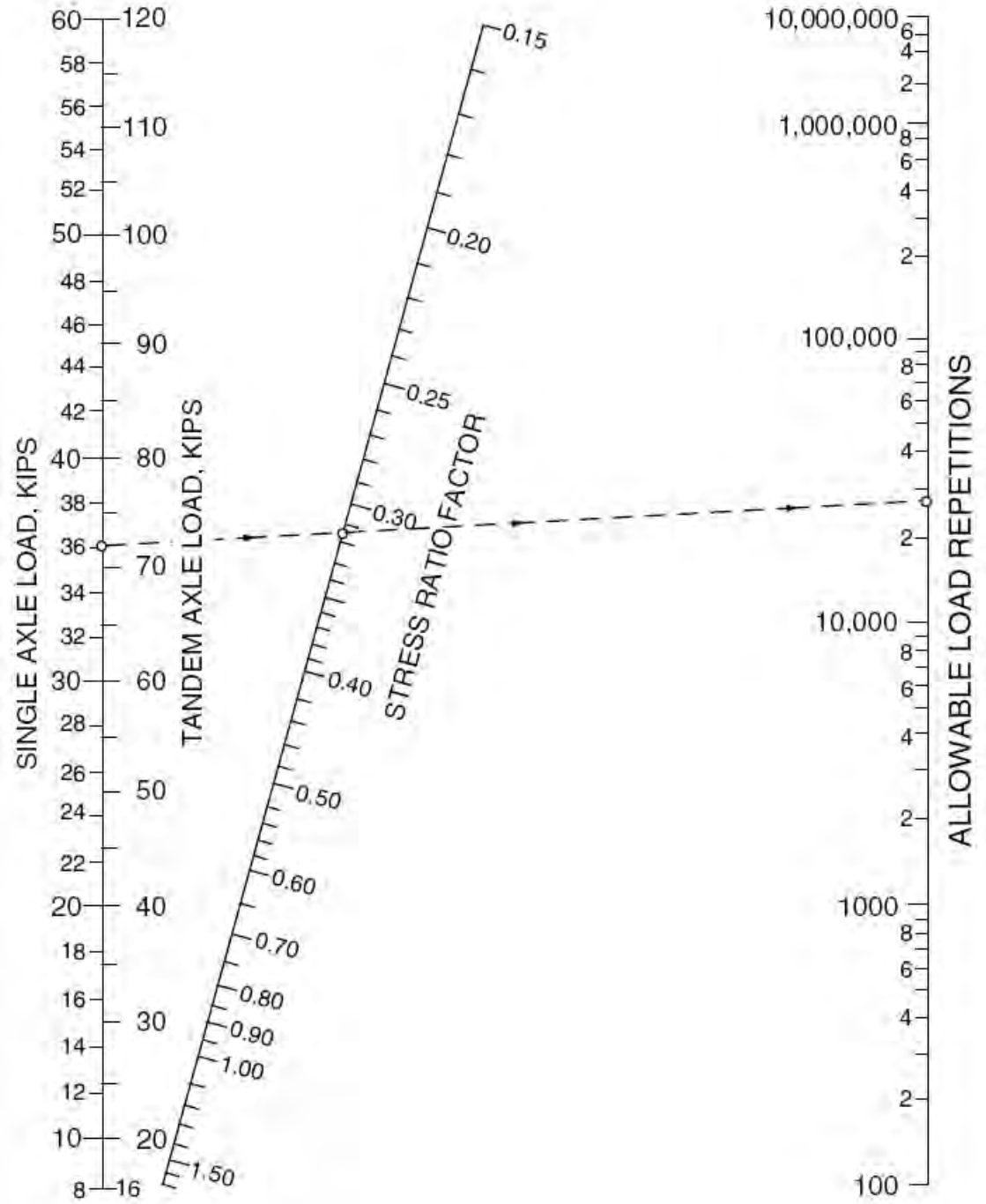
(۱=محور منفرد، ۲= محور مرکب، ۳= محور سه‌تایی) (1in=25.4mm, 1pci=271.3KN/m^3)

ضخامت دال (in)	ضریب K بستر- زیراساس (pci)																							
	۵۰			۱۰۰			۱۵۰			۲۰۰			۳۰۰			۵۰۰			۷۰۰		
	۱	۲	۳	۱	۲	۳	۱	۲	۳	۱	۲	۳	۱	۲	۳	۱	۲	۳	۱	۲	۳
۴	۸۲۵	۶۷۹	۵۱۰	۷۲۶	۵۸۵	۴۵۶	۶۷۱	۵۴۲	۴۳۷	۶۳۴	۵۱۶	۴۲۸	۵۸۴	۴۸۶	۴۱۹	۵۲۳	۴۵۷	۴۱۴	۴۸۴	۴۴۳	۴۱۲
۴/۵	۶۹۹	۵۸۶	۴۳۹	۶۱۶	۵۰۰	۳۸۰	۵۷۱	۴۶۰	۳۵۹	۵۴۰	۴۳۵	۳۴۹	۴۹۸	۴۰۶	۳۳۹	۴۴۸	۳۷۸	۳۳۱	۴۱۷	۳۶۳	۳۲۸
۵	۶۰۲	۵۱۶	۳۸۷	۵۳۱	۴۳۶	۳۲۸	۴۹۳	۳۹۹	۳۰۵	۴۶۷	۳۷۶	۲۹۳	۴۳۲	۳۴۹	۲۸۲	۳۹۰	۳۲۱	۲۷۲	۳۶۳	۳۰۷	۲۶۹
۵/۵	۵۲۶	۴۶۱	۳۴۷	۴۶۴	۳۸۷	۲۹۰	۴۳۱	۳۵۳	۲۶۶	۴۰۹	۳۳۱	۲۵۳	۳۷۹	۳۰۵	۲۴۰	۳۴۳	۲۷۸	۲۳۰	۳۲۰	۲۶۴	۲۲۶
۶	۴۶۵	۴۱۶	۳۱۵	۴۱۱	۳۴۸	۲۶۱	۳۸۲	۳۱۶	۲۳۷	۳۶۲	۲۹۶	۲۲۳	۳۳۶	۲۷۱	۲۰۹	۳۰۴	۲۴۶	۱۹۸	۲۸۵	۲۳۲	۱۹۳
۶/۵	۴۱۷	۳۸۰	۲۸۹	۳۶۷	۳۱۷	۲۳۸	۳۴۱	۲۸۶	۲۱۴	۳۲۴	۲۶۷	۲۰۱	۳۰۰	۲۴۴	۱۸۶	۲۷۳	۲۲۰	۱۷۳	۲۵۶	۲۰۷	۱۶۸
۷	۳۷۵	۳۴۹	۲۶۷	۳۳۱	۲۹۰	۲۱۹	۳۰۷	۲۶۲	۱۹۶	۲۹۲	۲۴۴	۱۸۳	۲۷۱	۲۲۲	۱۶۷	۲۴۶	۱۹۹	۱۵۴	۲۳۱	۱۸۶	۱۴۸
۷/۵	۳۴۰	۳۲۳	۲۴۷	۳۰۰	۲۶۸	۲۰۳	۲۷۹	۲۴۱	۱۸۱	۲۶۵	۲۲۴	۱۶۸	۲۴۶	۲۰۳	۱۵۳	۲۲۴	۱۸۱	۱۳۹	۲۱۰	۱۶۹	۱۳۲
۸	۳۱۱	۳۰۰	۲۳۰	۲۷۴	۲۴۹	۱۸۹	۲۵۵	۲۲۳	۱۶۸	۲۴۲	۲۰۸	۱۵۶	۲۲۵	۱۸۸	۱۴۱	۲۰۵	۱۶۷	۱۲۶	۱۹۲	۱۵۵	۱۲۰
۸/۵	۲۸۵	۲۸۱	۲۱۵	۲۵۲	۲۳۲	۱۷۷	۲۳۴	۲۰۸	۱۵۸	۲۲۲	۱۹۳	۱۴۵	۲۰۶	۱۷۴	۱۳۱	۱۸۸	۱۵۴	۱۱۶	۱۷۷	۱۴۳	۱۰۹
۹	۲۶۴	۲۶۴	۲۰۰	۲۳۲	۲۱۸	۱۶۶	۲۱۶	۱۹۵	۱۴۸	۲۰۵	۱۸۱	۱۳۶	۱۹۰	۱۶۳	۱۲۲	۱۷۴	۱۴۴	۱۰۸	۱۶۳	۱۳۳	۱۰۱
۹/۵	۲۴۵	۲۴۸	۱۸۷	۲۱۵	۲۰۵	۱۵۷	۲۰۰	۱۸۳	۱۴۰	۱۹۰	۱۷۰	۱۲۹	۱۷۶	۱۵۳	۱۱۵	۱۶۱	۱۳۴	۱۰۱	۱۵۱	۱۲۴	۹۳
۱۰	۲۲۸	۲۳۵	۱۷۴	۲۰۰	۱۹۳	۱۴۸	۱۸۶	۱۷۳	۱۳۲	۱۷۷	۱۶۰	۱۲۲	۱۶۴	۱۴۴	۱۰۸	۱۵۰	۱۲۶	۹۵	۱۴۱	۱۱۷	۸۷
۱۰/۵	۲۱۳	۲۲۲	۱۶۳	۱۸۷	۱۸۳	۱۴۰	۱۷۴	۱۶۴	۱۲۵	۱۶۵	۱۵۱	۱۱۵	۱۵۳	۱۳۶	۱۰۳	۱۴۰	۱۱۹	۸۹	۱۳۲	۱۱۰	۸۲
۱۱	۲۰۰	۲۱۱	۱۵۳	۱۷۵	۱۷۴	۱۳۲	۱۶۳	۱۵۵	۱۱۹	۱۵۴	۱۴۳	۱۱۰	۱۴۴	۱۲۹	۹۸	۱۳۱	۱۱۳	۸۵	۱۲۳	۱۰۴	۷۸
۱۱/۵	۱۸۸	۲۰۱	۱۴۲	۱۶۵	۱۶۵	۱۲۵	۱۵۳	۱۴۸	۱۱۳	۱۴۵	۱۳۶	۱۰۴	۱۳۵	۱۲۲	۹۳	۱۲۳	۱۰۷	۸۰	۱۱۶	۹۸	۷۴
۱۲	۱۷۷	۱۹۲	۱۳۳	۱۵۵	۱۵۸	۱۱۹	۱۴۴	۱۴۱	۱۰۸	۱۳۷	۱۳۰	۱۰۰	۱۲۷	۱۱۶	۸۹	۱۱۶	۱۰۲	۷۷	۱۰۹	۹۳	۷۰
۱۲/۵	۱۶۸	۱۸۳	۱۲۳	۱۴۷	۱۵۱	۱۱۳	۱۳۶	۱۳۵	۱۰۳	۱۲۹	۱۲۴	۹۵	۱۲۰	۱۱۱	۸۵	۱۰۹	۹۷	۷۳	۱۰۳	۸۹	۶۷
۱۳	۱۵۹	۱۷۶	۱۱۴	۱۳۹	۱۴۴	۱۰۷	۱۲۹	۱۲۹	۹۸	۱۲۲	۱۱۹	۹۱	۱۱۳	۱۰۶	۸۱	۱۰۳	۹۳	۷۰	۹۷	۸۵	۶۴
۱۳/۵	۱۵۲	۱۶۸	۱۰۵	۱۳۲	۱۳۸	۱۰۱	۱۲۲	۱۲۳	۹۳	۱۱۶	۱۱۴	۸۷	۱۰۷	۱۰۲	۷۸	۹۸	۸۹	۶۷	۹۲	۸۱	۶۱
۱۴	۱۴۴	۱۶۲	۹۷	۱۲۵	۱۳۳	۹۶	۱۱۶	۱۱۸	۸۹	۱۱۰	۱۰۹	۸۳	۱۰۲	۹۸	۷۵	۹۳	۸۵	۶۵	۸۸	۷۸	۵۹

جدول پ-۱-۷-ب- مقادیر تنش معادل برای دال‌های با شانه‌های بتنی در تحلیل خستگی

(۱=محور منفرد، ۲= محور مرکب، ۳= محور سه‌تایی) (1in=25.4mm, 1pci=271.3KN/m^3)

ضخامت دال (in)	ضریب K بستر- زیراساس (pci)																							
	۵۰			۱۰۰			۱۵۰			۲۰۰			۳۰۰			۵۰۰			۷۰۰		
	۱	۲	۳	۱	۲	۳	۱	۲	۳	۱	۲	۳	۱	۲	۳	۱	۲	۳	۱	۲	۳
۴	۶۴۰	۵۳۴	۴۳۱	۵۵۹	۴۶۸	۳۹۲	۵۱۷	۴۳۹	۳۷۷	۴۸۹	۴۲۲	۳۶۹	۴۵۲	۴۰۳	۳۶۲	۴۰۹	۳۸۸	۳۶۰	۳۸۳	۳۸۴	۳۵۹
۴/۵	۵۴۷	۴۶۱	۳۶۵	۴۷۹	۴۰۰	۳۲۸	۴۴۴	۳۷۲	۳۱۳	۴۲۱	۳۵۶	۳۰۵	۳۹۰	۳۳۸	۲۹۷	۳۵۵	۳۲۲	۲۹۲	۳۳۳	۳۱۶	۲۹۱
۵	۴۷۵	۴۰۴	۳۱۷	۴۱۷	۳۴۹	۲۸۱	۳۸۷	۳۲۳	۲۶۶	۳۶۷	۳۰۸	۲۵۸	۳۴۱	۲۹۰	۲۵۰	۳۱۱	۲۷۴	۲۴۴	۲۹۴	۲۶۷	۲۴۲
۵/۵	۴۱۸	۳۶۰	۲۷۹	۳۶۸	۳۰۹	۲۴۶	۳۴۲	۲۸۵	۲۳۱	۳۲۴	۲۷۱	۲۲۳	۳۰۲	۲۵۴	۲۱۴	۲۷۶	۲۳۸	۲۰۸	۲۶۱	۲۳۱	۲۰۶
۶	۳۷۲	۳۲۵	۲۴۹	۳۲۷	۲۷۷	۲۱۸	۳۰۴	۲۵۵	۲۰۴	۲۸۹	۲۴۷	۱۹۶	۲۷۰	۲۲۵	۱۸۷	۲۴۷	۲۱۰	۱۸۰	۲۳۴	۲۰۳	۱۷۸
۶/۵	۳۳۴	۲۹۵	۲۲۵	۲۹۴	۲۵۱	۱۹۶	۲۷۴	۲۳۰	۱۸۳	۲۶۰	۲۱۸	۱۷۵	۲۴۳	۲۰۳	۱۶۶	۲۲۳	۱۸۸	۱۵۹	۲۱۲	۱۸۰	۱۵۶
۷	۳۰۲	۲۷۰	۲۰۴	۲۶۶	۲۳۰	۱۷۸	۲۴۸	۲۱۰	۱۶۵	۲۳۶	۱۹۸	۱۵۸	۲۲۰	۱۸۴	۱۴۹	۲۰۳	۱۷۰	۱۴۲	۱۹۲	۱۶۲	۱۳۸
۷/۵	۲۷۵	۲۵۰	۱۸۷	۲۴۳	۲۱۱	۱۶۲	۲۲۶	۱۹۳	۱۵۱	۲۱۵	۱۸۲	۱۴۳	۲۰۱	۱۶۸	۱۳۵	۱۸۵	۱۵۵	۱۲۷	۱۷۶	۱۴۸	۱۲۴
۸	۲۵۲	۲۳۲	۱۷۲	۲۲۲	۱۹۶	۱۴۹	۲۰۷	۱۷۹	۱۳۸	۱۹۷	۱۶۸	۱۳۱	۱۸۵	۱۵۵	۱۲۳	۱۷۰	۱۴۲	۱۱۶	۱۶۲	۱۳۵	۱۱۲
۸/۵	۲۳۲	۲۱۶	۱۵۹	۲۰۵	۱۸۲	۱۳۸	۱۹۱	۱۶۶	۱۲۸	۱۸۲	۱۵۶	۱۲۱	۱۷۰	۱۴۴	۱۱۳	۱۵۷	۱۳۱	۱۰۶	۱۵۰	۱۲۵	۱۰۲
۹	۲۱۵	۲۰۲	۱۴۷	۱۹۰	۱۷۱	۱۲۸	۱۷۷	۱۵۵	۱۱۹	۱۶۹	۱۴۶	۱۱۲	۱۵۸	۱۳۴	۱۰۵	۱۴۶	۱۲۲	۹۸	۱۳۹	۱۱۶	۹۴
۹/۵	۲۰۰	۱۹۰	۱۳۷	۱۷۶	۱۶۰	۱۲۰	۱۶۴	۱۴۶	۱۱۱	۱۵۷	۱۳۷	۱۰۵	۱۴۷	۱۲۶	۹۸	۱۳۶	۱۱۴	۹۱	۱۲۹	۱۰۸	۸۷
۱۰	۱۸۶	۱۷۹	۱۲۷	۱۶۴	۱۵۱	۱۱۲	۱۵۳	۱۳۷	۱۰۴	۱۴۶	۱۲۹	۹۸	۱۳۷	۱۱۸	۹۱	۱۲۷	۱۰۷	۸۴	۱۲۱	۱۰۱	۸۱
۱۰/۵	۱۷۴	۱۷۳	۱۱۹	۱۵۴	۱۴۳	۱۰۵	۱۴۴	۱۳۰	۹۷	۱۳۷	۱۲۱	۹۲	۱۲۸	۱۱۱	۸۶	۱۱۹	۱۰۱	۷۹	۱۱۳	۹۵	۷۶
۱۱	۱۶۴	۱۶۱	۱۱۱	۱۴۴	۱۳۵	۹۹	۱۳۵	۱۲۳	۹۲	۱۲۹	۱۱۵	۸۷	۱۲۰	۱۰۵	۸۱	۱۱۲	۹۵	۷۴	۱۰۶	۹۰	۷۱
۱۱/۵	۱۵۴	۱۵۳	۱۰۴	۱۳۶	۱۲۸	۹۳	۱۲۷	۱۱۷	۸۶	۱۲۱	۱۰۹	۸۲	۱۱۳	۱۰۰	۷۶	۱۰۵	۹۰	۷۰	۱۰۰	۸۵	۶۷
۱۲	۱۴۵	۱۴۶	۹۷	۱۲۸	۱۲۲	۸۸	۱۲۰	۱۱۱	۸۲	۱۱۴	۱۰۴	۷۸	۱۰۷	۹۵	۷۲	۹۹	۸۶	۶۶	۹۵	۸۱	۶۳
۱۲/۵	۱۳۷	۱۳۹	۹۱	۱۲۱	۱۱۷	۸۳	۱۱۳	۱۰۶	۷۸	۱۰۸	۹۹	۷۴	۱۰۱	۹۱	۶۸	۹۴	۸۲	۶۳	۹۰	۷۷	۶۰
۱۳	۱۳۰	۱۳۳	۸۵	۱۱۵	۱۱۲	۷۹	۱۰۷	۱۰۱	۷۴	۱۰۲	۹۵	۷۰	۹۶	۸۶	۶۵	۸۹	۷۸	۶۰	۸۵	۷۳	۵۷
۱۳/۵	۱۲۴	۱۲۷	۸۰	۱۰۹	۱۰۷	۷۵	۱۰۲	۹۷	۷۰	۹۷	۹۱	۶۷	۹۱	۸۳	۶۲	۸۵	۷۴	۵۷	۸۱	۷۰	۵۴
۱۴	۱۱۸	۱۲۲	۷۵	۱۰۴	۱۰۳	۷۱	۹۷	۹۳	۶۷	۹۳	۸۷	۶۳	۸۷	۷۹	۵۹	۸۱	۷۱	۵۴	۷۷	۶۷	۵۱



(1kip=4.45KN)

شکل پ-۱-۸- محاسبه تعداد مجاز تکرار بار در تحلیل خستگی (برای هر دوحالت با و یا بدون شانه بتنی)

جدول پ-۱-۸—الف- ضریب فرسایش برای دال‌های دارای درزهای با میلگردهای انتقال بار و بدون شانه‌های بتنی

(۱=محور منفرد، ۲= محور مرکب، ۳= محور سه‌تایی)

ضخامت دال (in)	ضریب K زیراساس- بستر (pci)																				
	۵۰			۱۰۰			۲۰۰			۳۰۰			۵۰۰			۷۰۰				
	۱	۲	۳	۱	۲	۳	۱	۲	۳	۱	۲	۳	۱	۲	۳	۱	۲	۳			
۴	۳/۷۴	۳/۸۳	۳/۸۹	۳/۷۳	۳/۷۹	۳/۸۲	۳/۷۲	۳/۷۵	۳/۷۵	۳/۷۱	۳/۷۳	۳/۷۰	۳/۷۰	۳/۷۰	۳/۶۱	۳/۶۸	۳/۶۷	۳/۵۳			
۴/۵	۳/۵۹	۳/۷۰	۳/۷۸	۳/۵۷	۳/۶۵	۳/۶۹	۳/۵۶	۳/۶۱	۳/۶۲	۳/۵۵	۳/۵۸	۳/۵۷	۳/۵۴	۳/۵۵	۳/۵۰	۳/۵۲	۳/۵۳	۳/۴۴			
۵	۳/۴۵	۳/۵۸	۳/۶۸	۳/۴۳	۳/۵۲	۳/۵۸	۳/۴۲	۳/۴۸	۳/۵۰	۳/۴۱	۳/۴۵	۳/۴۶	۳/۴۰	۳/۴۲	۳/۴۰	۳/۳۸	۳/۴۰	۳/۳۴			
۵/۵	۳/۲۲	۳/۴۷	۳/۵۹	۳/۳۱	۳/۴۱	۳/۴۹	۳/۲۹	۳/۳۶	۳/۴۰	۳/۲۸	۳/۳۳	۳/۳۶	۳/۲۷	۳/۳۰	۳/۳۰	۳/۲۶	۳/۲۸	۳/۲۵			
۶	۳/۲۲	۳/۳۸	۳/۵۱	۳/۱۹	۳/۳۱	۳/۴۰	۳/۱۸	۳/۲۶	۳/۳۱	۳/۱۷	۳/۲۳	۳/۲۶	۳/۱۵	۳/۲۰	۳/۲۱	۳/۱۴	۳/۱۷	۳/۱۶			
۶/۵	۳/۱۱	۳/۲۹	۳/۴۴	۳/۰۹	۳/۲۲	۳/۳۳	۳/۰۷	۳/۱۶	۳/۲۳	۳/۰۶	۳/۱۳	۳/۱۸	۳/۰۵	۳/۱۰	۳/۱۲	۳/۰۳	۳/۰۷	۳/۰۸			
۷	۳/۰۲	۳/۲۱	۳/۳۷	۲/۹۹	۳/۱۴	۳/۲۶	۲/۹۷	۳/۰۸	۳/۱۶	۲/۹۶	۳/۰۵	۳/۱۰	۲/۹۵	۳/۰۱	۳/۰۴	۲/۹۴	۲/۹۸	۳/۰۰			
۷/۵	۲/۹۳	۳/۱۴	۳/۳۱	۲/۹۱	۳/۰۶	۳/۲۰	۲/۸۸	۳/۰۰	۳/۰۹	۲/۸۷	۲/۹۷	۳/۰۳	۲/۸۶	۲/۹۳	۲/۹۷	۲/۸۴	۲/۹۰	۲/۹۳			
۸	۲/۸۵	۳/۰۷	۳/۲۶	۲/۸۲	۲/۹۹	۳/۱۴	۲/۸۰	۲/۹۳	۳/۰۳	۲/۷۹	۲/۸۹	۲/۹۷	۲/۷۷	۲/۸۵	۲/۹۰	۲/۷۶	۲/۸۲	۲/۸۶			
۸/۵	۲/۷۷	۳/۰۱	۳/۲۰	۲/۷۴	۲/۹۳	۳/۰۹	۲/۷۲	۲/۸۶	۲/۹۷	۲/۷۱	۲/۸۲	۲/۹۱	۲/۶۹	۲/۷۸	۲/۸۴	۲/۶۸	۲/۷۵	۲/۷۹			
۹	۲/۷۰	۲/۹۶	۳/۱۵	۲/۶۷	۲/۸۷	۳/۰۴	۲/۶۵	۲/۸۰	۲/۹۲	۲/۶۳	۲/۷۶	۲/۸۶	۲/۶۲	۲/۷۱	۲/۷۸	۲/۶۱	۲/۶۸	۲/۷۳			
۹/۵	۲/۶۳	۲/۹۰	۳/۱۱	۲/۶۰	۲/۸۱	۲/۹۹	۲/۵۸	۲/۷۴	۲/۸۷	۲/۵۶	۲/۷۰	۲/۸۱	۲/۵۵	۲/۶۵	۲/۷۳	۲/۵۴	۲/۶۲	۲/۶۸			
۱۰	۲/۵۶	۲/۸۵	۳/۰۶	۲/۵۴	۲/۷۶	۲/۹۴	۲/۵۱	۲/۶۸	۲/۸۳	۲/۵۰	۲/۶۴	۲/۷۶	۲/۴۸	۲/۵۹	۲/۶۸	۲/۴۷	۲/۵۶	۲/۶۳			
۱۰/۵	۲/۵۰	۲/۸۱	۳/۰۲	۲/۴۷	۲/۷۱	۲/۹۰	۲/۴۵	۲/۶۳	۲/۷۸	۲/۴۴	۲/۵۹	۲/۷۲	۲/۴۲	۲/۵۴	۲/۶۴	۲/۴۱	۲/۵۱	۲/۵۸			
۱۱	۲/۴۴	۲/۷۶	۲/۹۸	۲/۴۲	۲/۶۷	۲/۸۶	۲/۳۹	۲/۵۸	۲/۷۴	۲/۳۸	۲/۵۴	۲/۶۸	۲/۳۶	۲/۴۹	۲/۵۹	۲/۳۵	۲/۴۵	۲/۵۴			
۱۱/۵	۲/۳۸	۲/۷۲	۲/۹۴	۲/۳۶	۲/۶۲	۲/۸۲	۲/۳۳	۲/۵۴	۲/۷۰	۲/۳۲	۲/۴۹	۲/۶۴	۲/۳۰	۲/۴۴	۲/۵۵	۲/۲۹	۲/۴۰	۲/۵۰			
۱۲	۲/۳۳	۲/۶۸	۲/۹۱	۲/۳۰	۲/۵۸	۲/۷۹	۲/۲۸	۲/۴۹	۲/۶۷	۲/۲۶	۲/۴۴	۲/۶۰	۲/۲۵	۲/۳۹	۲/۵۱	۲/۲۳	۲/۳۶	۲/۴۶			
۱۲/۵	۲/۲۸	۲/۶۴	۲/۸۷	۲/۲۵	۲/۵۴	۲/۷۵	۲/۲۳	۲/۴۵	۲/۶۳	۲/۲۱	۲/۴۰	۲/۵۶	۲/۱۹	۲/۳۵	۲/۴۸	۲/۱۸	۲/۳۱	۲/۴۲			
۱۳	۲/۲۳	۲/۶۱	۲/۸۴	۲/۲۰	۲/۵۰	۲/۷۲	۲/۱۸	۲/۴۱	۲/۶۰	۲/۱۶	۲/۳۶	۲/۵۳	۲/۱۴	۲/۳۰	۲/۴۴	۲/۱۳	۲/۲۷	۲/۳۹			
۱۳/۵	۲/۱۸	۲/۵۷	۲/۸۱	۲/۱۵	۲/۴۷	۲/۶۸	۲/۱۳	۲/۳۷	۲/۵۶	۲/۱۱	۲/۳۲	۲/۴۹	۲/۰۹	۲/۲۶	۲/۴۱	۲/۰۸	۲/۲۳	۲/۳۵			
۱۴	۲/۱۳	۲/۵۴	۲/۷۸	۲/۱۱	۲/۴۳	۲/۶۵	۲/۰۸	۲/۳۴	۲/۵۳	۲/۰۷	۲/۲۹	۲/۴۶	۲/۰۵	۲/۲۳	۲/۳۸	۲/۰۳	۲/۱۹	۲/۳۲			

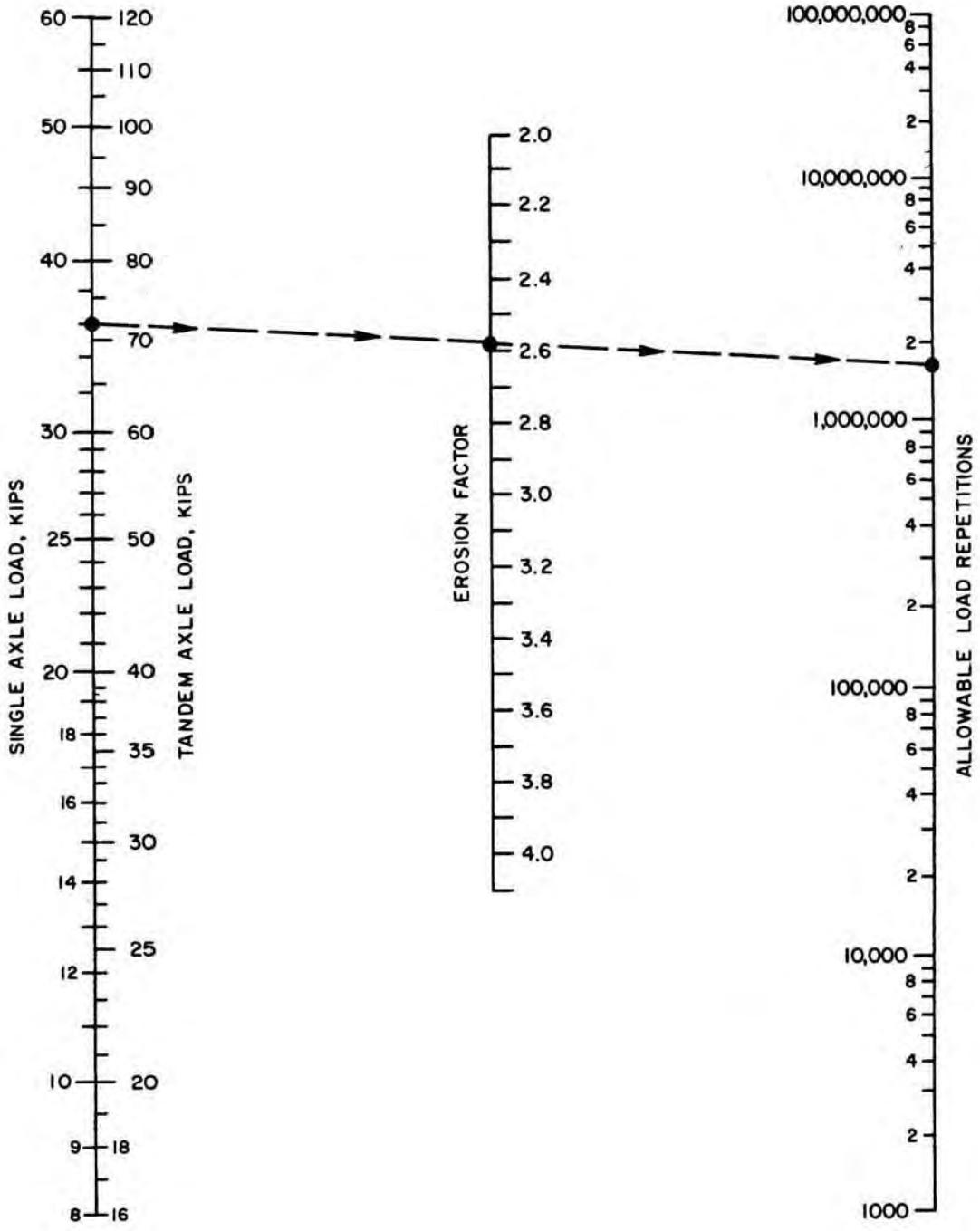
(1in=25.4mm, 1pci=271.3KN/m^3)

جدول پ-۱-۸-ب- ضریب فرسایش برای دال های با درزهای قفل و بست سنگ‌دانه‌ای و بدون شانه‌های بتنی

(۱=محور منفرد، ۲= محور مرکب، ۳= محور سه‌تایی)

ضخامت دال (in)	ضریب K زیراساس - بستر (pci)																	
	۵۰			۱۰۰			۲۰۰			۳۰۰			۵۰۰			۷۰۰		
	۱	۲	۳	۱	۲	۳	۱	۲	۳	۱	۲	۳	۱	۲	۳	۱	۲	۳
۴	۳/۹۴	۴/۰۳	۴/۰۶	۳/۹۱	۳/۹۵	۳/۹۷	۳/۸۸	۳/۸۹	۳/۸۸	۳/۸۶	۳/۸۶	۳/۸۲	۳/۸۲	۳/۸۳	۳/۷۴	۳/۷۷	۳/۸۰	۳/۶۷
۴/۵	۳/۷۹	۳/۹۱	۳/۹۵	۳/۷۶	۳/۸۲	۳/۸۵	۳/۷۳	۳/۷۵	۳/۷۶	۳/۷۱	۳/۷۲	۳/۷۰	۳/۶۸	۳/۶۸	۳/۶۳	۳/۶۴	۳/۶۵	۳/۵۶
۵	۳/۶۶	۳/۸۱	۳/۸۵	۳/۶۳	۳/۷۲	۳/۷۵	۳/۶۰	۳/۶۴	۳/۶۶	۳/۵۸	۳/۶۰	۳/۶۰	۳/۵۵	۳/۵۵	۳/۵۲	۳/۵۲	۳/۵۲	۳/۴۶
۵/۵	۳/۵۴	۳/۷۲	۳/۷۶	۳/۵۱	۳/۶۲	۳/۶۶	۳/۴۸	۳/۵۳	۳/۵۶	۳/۴۶	۳/۴۹	۳/۵۱	۳/۴۳	۳/۴۴	۳/۴۳	۳/۴۱	۳/۴۰	۳/۳۷
۶	۳/۴۴	۳/۶۴	۳/۶۸	۳/۴۰	۳/۵۳	۳/۵۸	۳/۳۷	۳/۴۴	۳/۴۸	۳/۳۵	۳/۴۰	۳/۴۲	۳/۳۲	۳/۳۴	۳/۳۵	۳/۳۰	۳/۳۰	۳/۲۹
۶/۵	۳/۳۴	۳/۵۶	۳/۶۱	۳/۳۰	۳/۴۶	۳/۵۰	۳/۲۶	۳/۳۶	۳/۴۰	۳/۲۵	۳/۳۱	۳/۳۴	۳/۲۲	۳/۲۵	۳/۲۷	۳/۲۰	۳/۲۱	۳/۲۱
۷	۳/۲۶	۳/۴۹	۳/۵۴	۳/۲۱	۳/۳۹	۳/۴۳	۳/۱۷	۳/۲۹	۳/۳۳	۳/۱۵	۳/۲۴	۳/۲۷	۳/۱۳	۳/۱۷	۳/۲۰	۳/۱۱	۳/۱۳	۳/۱۴
۷/۵	۳/۱۸	۳/۴۳	۳/۴۸	۳/۱۳	۳/۳۲	۳/۳۷	۳/۰۹	۳/۲۲	۳/۲۶	۳/۰۷	۳/۱۷	۳/۲۰	۳/۰۴	۳/۱۰	۳/۱۳	۳/۰۲	۳/۰۶	۳/۰۸
۸	۳/۱۱	۳/۳۷	۳/۴۲	۳/۰۵	۳/۲۶	۳/۳۱	۳/۰۱	۳/۱۶	۳/۲۰	۲/۹۹	۳/۱۰	۳/۱۴	۲/۹۶	۳/۰۳	۳/۰۷	۲/۹۴	۲/۹۹	۳/۰۱
۸/۵	۳/۰۴	۳/۳۲	۳/۳۷	۲/۹۸	۳/۲۱	۳/۲۵	۲/۹۳	۳/۱۰	۳/۱۵	۲/۹۱	۳/۰۴	۳/۰۹	۲/۸۸	۲/۹۷	۳/۰۱	۲/۸۷	۲/۹۳	۲/۹۶
۹	۲/۹۸	۳/۲۷	۳/۳۲	۲/۹۱	۳/۱۶	۳/۲۰	۲/۸۶	۳/۰۵	۳/۰۹	۲/۸۴	۲/۹۹	۳/۰۳	۲/۸۱	۲/۹۲	۲/۹۵	۲/۷۹	۲/۸۷	۲/۹۰
۹/۵	۲/۹۲	۳/۲۲	۳/۲۷	۲/۸۵	۳/۱۱	۳/۱۵	۲/۸۰	۳/۰۰	۳/۰۴	۲/۷۷	۲/۹۴	۲/۹۸	۲/۷۵	۲/۸۶	۲/۹۰	۲/۷۳	۲/۸۱	۲/۸۵
۱۰	۲/۸۶	۳/۱۸	۳/۲۲	۲/۷۹	۳/۰۶	۳/۱۱	۲/۷۴	۲/۹۵	۳/۰۰	۲/۷۱	۲/۸۹	۲/۹۳	۲/۶۸	۲/۸۱	۲/۸۵	۲/۶۶	۲/۷۶	۲/۸۰
۱۰/۵	۲/۸۱	۳/۱۴	۳/۱۸	۲/۷۴	۳/۰۲	۳/۰۶	۲/۶۸	۲/۹۱	۲/۹۵	۲/۶۵	۲/۸۴	۲/۸۹	۲/۶۲	۲/۷۶	۲/۸۱	۲/۶۰	۲/۷۲	۲/۷۶
۱۱	۲/۷۷	۳/۱۰	۳/۱۴	۲/۶۹	۲/۹۸	۳/۰۲	۲/۶۳	۲/۸۶	۲/۹۱	۲/۶۰	۲/۸۰	۲/۸۴	۲/۵۷	۲/۷۲	۲/۷۷	۲/۵۴	۲/۶۷	۲/۷۱
۱۱/۵	۲/۷۲	۳/۰۶	۳/۱۰	۲/۶۴	۲/۹۴	۲/۹۸	۲/۵۸	۲/۸۲	۲/۸۷	۲/۵۵	۲/۷۶	۲/۸۰	۲/۵۱	۲/۶۸	۲/۷۲	۲/۴۹	۲/۶۳	۲/۶۷
۱۲	۲/۶۸	۳/۰۳	۳/۰۷	۲/۶۰	۲/۹۰	۲/۹۵	۲/۵۳	۲/۷۸	۲/۸۳	۲/۵۰	۲/۷۲	۲/۷۶	۲/۴۶	۲/۶۴	۲/۶۸	۲/۴۴	۲/۵۹	۲/۶۳
۱۲/۵	۲/۶۴	۲/۹۹	۳/۰۳	۲/۵۵	۲/۸۷	۲/۹۱	۲/۴۸	۲/۷۵	۲/۷۹	۲/۴۵	۲/۶۸	۲/۷۳	۲/۴۱	۲/۶۰	۲/۶۵	۲/۳۹	۲/۵۵	۲/۵۹
۱۳	۲/۶۰	۲/۹۶	۳/۰۰	۲/۵۱	۲/۸۳	۲/۸۸	۲/۴۴	۲/۷۱	۲/۷۶	۲/۴۰	۲/۶۵	۲/۶۹	۲/۳۶	۲/۵۶	۲/۶۱	۲/۳۴	۲/۵۱	۲/۵۶
۱۳/۵	۲/۵۶	۲/۹۳	۲/۹۷	۲/۴۷	۲/۸۰	۲/۸۴	۲/۴۰	۲/۶۸	۲/۷۳	۲/۳۶	۲/۶۱	۲/۶۶	۲/۳۲	۲/۵۳	۲/۵۸	۲/۳۰	۲/۴۸	۲/۵۲
۱۴	۲/۵۳	۲/۹۰	۲/۹۴	۲/۴۴	۲/۷۷	۲/۸۱	۲/۳۶	۲/۶۵	۲/۶۹	۲/۳۲	۲/۵۸	۲/۶۳	۲/۲۸	۲/۵۰	۲/۵۴	۲/۲۵	۲/۴۴	۲/۴۹

(1in=25.4mm, 1pci=271.3KN/m^3)



شکل پ-۱-۹-الف- محاسبه تعداد مجاز تکرار بار برای دال‌های بدون شانه بتنی در تحلیل فرسایش

جدول پ-۱-۹-الف- ضریب فرسایش برای دال‌های دارای درزهای با میلگردهای انتقال بار و با شانه‌های بتنی

(۱=محور منفرد، ۲= محور مرکب، ۳= محور سه‌تایی)

ضخامت دال (in)	ضریب K زیراساس - بستر (pci)																				
	۵۰			۱۰۰			۲۰۰			۳۰۰			۵۰۰			۷۰۰		
	۱	۲	۳	۱	۲	۳	۱	۲	۳	۱	۲	۳	۱	۲	۳	۱	۲	۳
۴	۳/۲۸	۳/۳۰	۳/۳۳	۳/۲۴	۳/۲۰	۳/۲۰	۳/۲۱	۳/۱۳	۳/۱۳	۳/۱۹	۳/۱۰	۳/۱۰	۳/۱۵	۳/۰۹	۳/۰۵	۳/۱۲	۳/۰۸	۳/۰۰
۴/۵	۳/۱۳	۳/۱۹	۳/۲۴	۳/۰۹	۳/۰۸	۳/۱۰	۳/۰۶	۳/۰۰	۲/۹۹	۳/۰۴	۲/۹۵	۲/۹۶	۳/۰۱	۲/۹۳	۲/۹۱	۲/۹۸	۲/۹۱	۲/۸۷
۵	۳/۰۱	۳/۰۹	۳/۱۶	۲/۹۷	۲/۹۸	۳/۰۱	۲/۹۳	۲/۸۹	۲/۸۹	۲/۹۰	۲/۸۳	۲/۸۴	۲/۸۷	۲/۷۹	۲/۷۹	۲/۸۵	۲/۷۷	۲/۷۵
۵/۵	۲/۹۰	۳/۰۱	۳/۰۹	۲/۸۵	۲/۸۹	۲/۹۴	۲/۸۱	۲/۷۹	۲/۸۰	۲/۷۹	۲/۷۴	۲/۷۴	۲/۷۶	۲/۶۷	۲/۶۸	۲/۷۳	۲/۶۵	۲/۶۴
۶	۲/۷۹	۰۲/۹۳	۳/۰۳	۲/۷۵	۲/۸۲	۲/۸۷	۲/۷۰	۲/۷۱	۲/۷۳	۲/۶۸	۲/۶۶	۲/۶۵	۲/۶۵	۲/۵۸	۲/۵۸	۲/۶۲	۲/۵۴	۲/۵۴
۶/۵	۲/۷۰	۲/۸۶	۲/۹۷	۲/۶۵	۲/۷۵	۲/۸۲	۲/۶۱	۲/۶۳	۲/۶۷	۲/۵۸	۲/۵۹	۲/۵۷	۲/۵۵	۲/۵۰	۲/۵۰	۲/۵۲	۲/۴۵	۲/۴۵
۷	۲/۶۱	۲/۷۹	۲/۹۲	۲/۵۶	۲/۶۸	۲/۷۶	۲/۵۲	۲/۵۶	۲/۶۱	۲/۴۹	۲/۵۳	۲/۵۰	۲/۴۶	۲/۴۳	۲/۴۲	۲/۴۳	۲/۳۸	۲/۳۷
۷/۵	۲/۵۳	۲/۷۳	۲/۸۷	۲/۴۸	۲/۶۲	۲/۷۲	۲/۴۴	۲/۵۰	۲/۵۶	۲/۴۱	۲/۴۷	۲/۴۴	۲/۳۸	۲/۳۷	۲/۳۶	۲/۳۵	۲/۳۱	۲/۳۱
۸	۲/۴۶	۲/۶۸	۲/۸۳	۲/۴۱	۲/۵۶	۲/۶۷	۲/۳۶	۲/۴۴	۲/۵۱	۲/۳۳	۲/۴۲	۲/۳۸	۲/۳۰	۲/۳۲	۲/۳۰	۲/۲۷	۲/۲۴	۲/۲۵
۸/۵	۲/۳۹	۲/۶۲	۲/۷۹	۲/۳۴	۲/۵۱	۲/۶۳	۲/۲۹	۲/۳۹	۲/۴۷	۲/۲۶	۲/۳۸	۲/۳۲	۲/۲۲	۲/۲۷	۲/۲۴	۲/۲۰	۲/۱۸	۲/۲۰
۹	۲/۳۲	۲/۵۷	۲/۷۵	۲/۲۷	۲/۴۶	۲/۵۹	۲/۲۲	۲/۳۴	۲/۴۳	۲/۱۹	۲/۳۴	۲/۲۷	۲/۱۶	۲/۲۳	۲/۱۹	۲/۱۳	۲/۱۳	۲/۱۵
۹/۵	۲/۲۶	۲/۵۲	۲/۷۱	۲/۲۱	۲/۴۱	۲/۵۵	۲/۱۶	۲/۲۹	۲/۳۹	۲/۱۳	۲/۳۰	۲/۲۲	۲/۰۹	۲/۱۸	۲/۱۴	۲/۰۷	۲/۰۸	۲/۱۱
۱۰	۲/۲۰	۲/۴۷	۲/۶۷	۲/۱۵	۲/۳۶	۲/۵۱	۲/۱۰	۲/۲۵	۲/۳۵	۲/۰۷	۲/۲۶	۲/۱۸	۲/۰۳	۲/۱۵	۲/۰۹	۲/۰۱	۲/۰۳	۲/۰۷
۱۰/۵	۲/۱۵	۲/۴۳	۲/۶۴	۲/۰۹	۲/۳۲	۲/۴۸	۲/۰۴	۲/۲۰	۲/۳۲	۲/۰۱	۲/۲۳	۲/۱۴	۱/۹۷	۲/۱۱	۲/۰۵	۱/۹۵	۱/۹۹	۲/۰۴
۱۱	۲/۱۰	۲/۳۹	۲/۶۰	۲/۰۴	۲/۲۸	۲/۴۵	۱/۹۹	۲/۱۶	۲/۲۹	۱/۹۵	۲/۲۰	۲/۰۹	۱/۹۲	۲/۰۸	۲/۰۱	۱/۸۹	۱/۹۵	۲/۰۰
۱۱/۵	۲/۰۵	۲/۳۵	۲/۵۷	۱/۹۹	۲/۲۴	۲/۴۲	۱/۹۳	۲/۱۲	۲/۲۶	۱/۹۰	۲/۱۶	۲/۰۵	۱/۸۷	۲/۰۵	۱/۹۷	۱/۸۴	۱/۹۱	۱/۹۷
۱۲	۲/۰۰	۲/۳۱	۲/۵۴	۱/۹۴	۲/۲۰	۲/۳۹	۱/۸۸	۲/۰۹	۲/۲۳	۱/۸۵	۲/۱۳	۲/۰۲	۱/۸۲	۲/۰۲	۱/۹۳	۱/۷۹	۱/۸۷	۱/۹۴
۱۲/۵	۱/۹۵	۲/۲۷	۲/۵۱	۱/۸۹	۲/۱۶	۲/۳۶	۱/۸۴	۲/۰۵	۲/۲۰	۱/۸۱	۲/۱۱	۱/۹۸	۱/۷۷	۱/۹۹	۱/۸۹	۱/۷۴	۱/۸۴	۱/۹۱
۱۳	۱/۹۱	۲/۲۳	۲/۴۸	۱/۸۵	۲/۱۳	۲/۳۳	۱/۷۹	۲/۰۱	۲/۱۷	۱/۷۶	۲/۰۸	۱/۹۵	۱/۷۲	۱/۹۶	۱/۸۶	۱/۷۰	۱/۸۰	۱/۸۸
۱۳/۵	۱/۸۶	۲/۲۰	۲/۴۶	۱/۸۱	۲/۰۹	۲/۳۰	۱/۷۵	۱/۹۸	۲/۱۴	۱/۷۲	۲/۰۵	۱/۹۱	۱/۶۸	۱/۹۳	۱/۸۳	۱/۶۵	۱/۷۷	۱/۸۶
۱۴	۱/۸۲	۲/۱۷	۲/۴۳	۱/۷۶	۲/۰۶	۲/۲۸	۱/۷۱	۱/۹۵	۲/۱۲	۱/۶۷	۲/۰۳	۱/۸۸	۱/۶۴	۱/۹۱	۱/۸۰	۱/۶۱	۱/۷۴	۱/۸۳

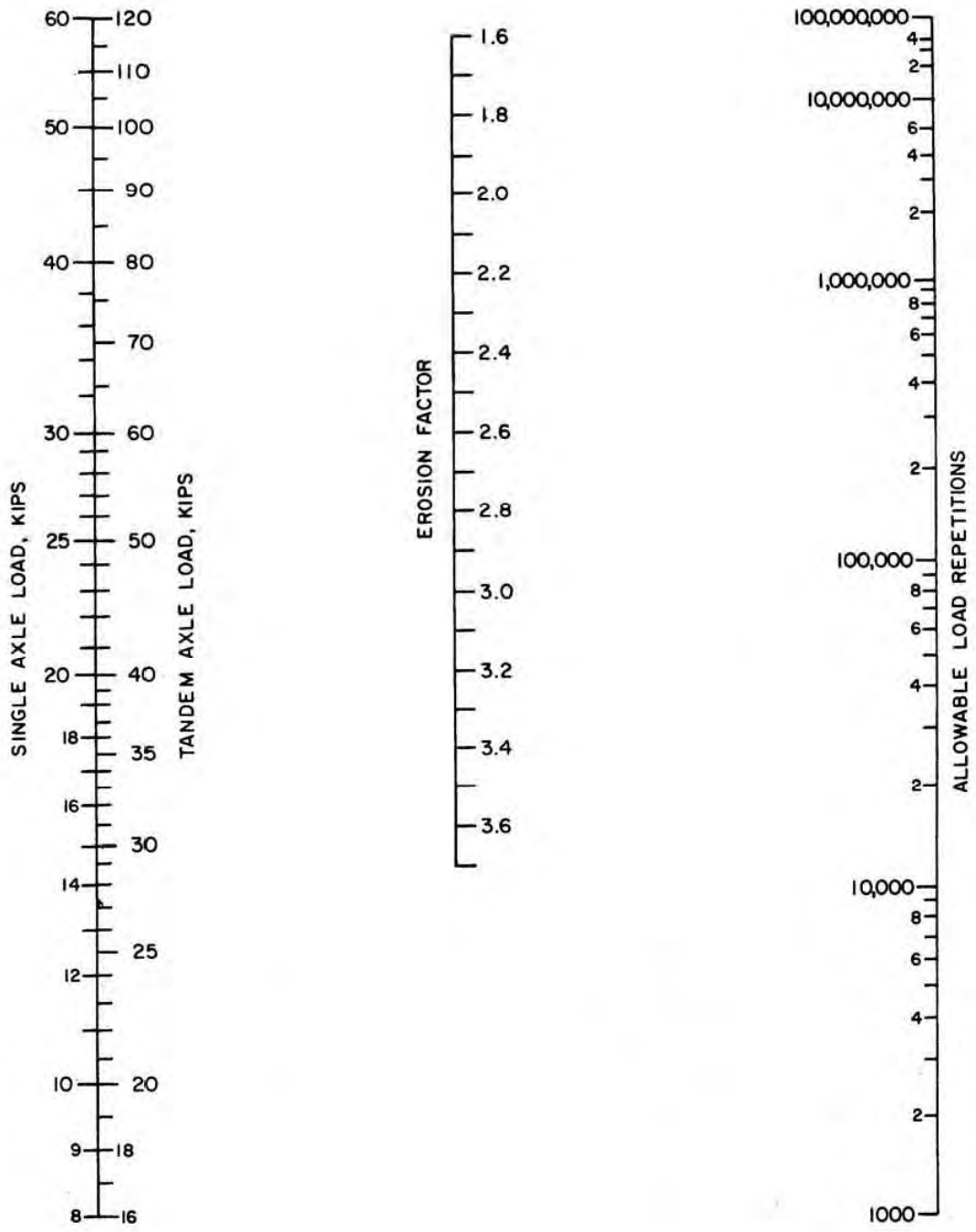
(1in=25.4mm, 1pci=271.3KN/m^3)

جدول پ-۱-۹-ب- ضریب فرسایش برای دال‌های با درزهای قفل و بست سنگ‌دانه ای و با شانه‌های بتنی

(۱=محور منفرد، ۲= محور مرکب، ۳= محور سه‌تایی)

ضخامت دال (in)	ضریب K زیراساس - بستر (pci)																	
	۵۰			۱۰۰			۲۰۰			۳۰۰			۵۰۰			۷۰۰		
	۱	۲	۳	۱	۲	۳	۱	۲	۳	۱	۲	۳	۱	۲	۳	۱	۲	۳
۴	۳/۴۶	۳/۴۹	۳/۵۰	۳/۴۲	۳/۳۹	۳/۳۸	۳/۳۸	۳/۳۲	۳/۳۰	۳/۳۶	۳/۲۹	۳/۲۵	۳/۲۳	۳/۲۶	۳/۲۱	۳/۲۸	۳/۲۴	۳/۱۶
۴/۵	۳/۳۲	۳/۳۹	۳/۴۰	۳/۲۸	۳/۲۸	۳/۲۸	۳/۲۴	۳/۱۹	۳/۱۸	۳/۲۲	۳/۱۶	۳/۱۳	۳/۱۹	۳/۱۲	۳/۰۸	۳/۱۵	۳/۰۹	۳/۰۴
۵	۳/۲۰	۳/۳۰	۳/۳۲	۳/۱۶	۳/۱۸	۳/۱۹	۳/۱۲	۳/۰۹	۳/۰۸	۳/۱۰	۳/۰۵	۳/۰۳	۳/۰۷	۳/۰۰	۲/۹۷	۳/۰۴	۲/۹۷	۲/۹۳
۵/۵	۳/۱۰	۳/۲۲	۳/۲۶	۳/۰۵	۳/۱۰	۳/۱۱	۳/۰۱	۳/۰۰	۳/۰۰	۲/۹۹	۲/۹۵	۲/۹۴	۲/۹۶	۲/۹۰	۲/۸۷	۲/۹۳	۲/۸۶	۲/۸۳
۶	۳/۰۰	۳/۱۵	۳/۲۰	۲/۹۵	۳/۰۲	۳/۰۵	۲/۹۰	۲/۹۲	۲/۹۲	۲/۸۸	۲/۸۷	۲/۸۶	۲/۸۶	۲/۸۱	۲/۷۹	۲/۸۳	۲/۷۷	۲/۷۴
۶/۵	۲/۹۱	۳/۰۸	۳/۱۴	۲/۸۶	۲/۹۶	۲/۹۹	۲/۸۱	۲/۸۵	۲/۸۶	۲/۷۹	۲/۷۹	۲/۷۹	۲/۷۶	۲/۷۳	۲/۷۲	۲/۷۴	۲/۶۸	۲/۶۷
۷	۲/۸۳	۳/۰۲	۳/۰۹	۲/۷۷	۲/۹۰	۲/۹۴	۲/۷۳	۲/۷۸	۲/۸۰	۲/۷۰	۲/۷۲	۲/۷۳	۲/۶۸	۲/۶۶	۲/۶۵	۲/۶۵	۲/۶۱	۲/۶۰
۷/۵	۲/۷۶	۲/۹۷	۳/۰۵	۲/۷۰	۲/۸۴	۲/۸۹	۲/۶۵	۲/۷۲	۲/۷۵	۲/۶۲	۲/۶۶	۲/۶۷	۲/۶۰	۲/۵۹	۲/۵۹	۲/۵۷	۲/۵۴	۲/۵۴
۸	۲/۶۹	۲/۹۲	۳/۰۱	۲/۶۳	۲/۷۹	۲/۸۴	۲/۵۷	۲/۶۷	۲/۷۰	۲/۵۵	۲/۶۱	۲/۶۲	۲/۵۲	۲/۵۳	۲/۵۴	۲/۵۰	۲/۴۸	۲/۴۸
۸/۵	۲/۶۳	۲/۸۸	۲/۹۷	۲/۵۶	۲/۷۴	۲/۸۰	۲/۵۱	۲/۶۲	۲/۶۵	۲/۴۸	۲/۵۵	۲/۵۸	۲/۴۵	۲/۴۸	۲/۴۹	۲/۴۳	۲/۴۳	۲/۴۳
۹	۲/۵۷	۲/۸۳	۲/۹۴	۲/۵۰	۲/۷۰	۲/۷۷	۲/۴۴	۲/۵۷	۲/۶۱	۲/۴۲	۲/۵۱	۲/۵۳	۲/۳۹	۲/۴۳	۲/۴۴	۲/۳۶	۲/۳۸	۲/۳۸
۹/۵	۲/۵۱	۲/۷۹	۲/۹۱	۲/۴۴	۲/۶۵	۲/۷۳	۲/۳۸	۲/۵۳	۲/۵۸	۲/۳۶	۲/۴۶	۲/۴۹	۲/۳۳	۲/۳۸	۲/۴۰	۲/۳۰	۲/۳۳	۲/۳۴
۱۰	۲/۴۶	۲/۷۵	۲/۸۸	۲/۳۹	۲/۶۱	۲/۷۰	۲/۳۳	۲/۴۹	۲/۵۴	۲/۳۰	۲/۴۲	۲/۴۶	۲/۲۷	۲/۳۴	۲/۳۶	۲/۲۴	۲/۲۸	۲/۲۹
۱۰/۵	۲/۴۱	۲/۷۲	۲/۸۵	۲/۳۳	۲/۵۸	۲/۶۷	۲/۲۷	۲/۴۵	۲/۵۱	۲/۲۴	۲/۳۸	۲/۴۲	۲/۲۱	۲/۳۰	۲/۳۲	۲/۱۹	۲/۲۴	۲/۲۶
۱۱	۲/۳۶	۲/۶۸	۲/۸۳	۲/۲۸	۲/۵۴	۲/۶۵	۲/۲۲	۲/۴۱	۲/۴۸	۲/۱۹	۲/۳۴	۲/۳۹	۲/۱۶	۲/۲۶	۲/۲۹	۲/۱۴	۲/۲۰	۲/۲۲
۱۱/۵	۲/۳۲	۲/۶۵	۲/۸۰	۲/۲۴	۲/۵۱	۲/۶۲	۲/۱۷	۲/۳۸	۲/۴۵	۲/۱۴	۲/۳۱	۲/۳۶	۲/۱۱	۲/۲۲	۲/۲۶	۲/۰۹	۲/۱۶	۲/۱۶
۱۲	۲/۲۸	۲/۶۲	۲/۷۸	۲/۱۹	۲/۴۸	۲/۵۹	۲/۱۳	۲/۳۴	۲/۴۳	۲/۱۰	۲/۲۷	۲/۳۳	۲/۰۶	۲/۱۹	۲/۲۳	۲/۰۴	۲/۱۳	۲/۱۶
۱۲/۵	۲/۲۴	۲/۵۹	۲/۷۶	۲/۱۵	۲/۴۵	۲/۵۷	۲/۰۹	۲/۳۱	۲/۴۰	۲/۰۵	۲/۲۴	۲/۳۱	۲/۰۲	۲/۱۵	۲/۲۰	۱/۹۹	۲/۱۰	۲/۱۳
۱۳	۲/۲۰	۲/۵۶	۲/۷۴	۲/۱۱	۲/۴۲	۲/۵۵	۲/۰۴	۲/۲۸	۲/۳۸	۲/۰۱	۲/۲۱	۲/۲۸	۱/۹۸	۲/۱۲	۲/۱۷	۱/۹۵	۲/۰۶	۲/۱۰
۱۳/۵	۲/۱۶	۲/۵۳	۲/۷۲	۲/۰۸	۲/۳۹	۲/۵۳	۲/۰۰	۲/۲۵	۲/۳۵	۱/۹۷	۲/۱۸	۲/۲۶	۱/۹۳	۲/۰۹	۲/۱۵	۱/۹۱	۲/۰۳	۲/۰۷
۱۴	۲/۱۳	۲/۵۱	۲/۷۰	۲/۰۴	۲/۳۶	۲/۵۱	۱/۹۷	۲/۲۳	۲/۳۳	۱/۹۳	۲/۱۵	۲/۲۴	۱/۸۹	۲/۰۶	۲/۱۲	۱/۸۷	۲/۰۰	۲/۰۵

(1in=25.4mm, 1pci=271.3KN/m^3)



شکل پ-۱-۹-ب- محاسبه تعداد مجاز تکرار بار برای دال‌های با شانه بتنی در تحلیل فرسایش

مثال:

با فرض اطلاعات زیر، روسازی بتنی از نوع درزدار دارای میلگرد انتقال بار و بدون شانه بتنی را طراحی نمایید.

- دوره طراحی: ۲۰ سال؛
- راه چهار خطه بین استانی؛
- متوسط ترافیک روزانه در دو جهت: ۱۲۹۰۰ وسیله نقلیه؛
- متوسط ترافیک روزانه کامیون در دو جهت: ۱۹ درصد متوسط ترافیک روزانه وسایل نقلیه؛
- ضریب رشد سالیانه ترافیک: ۴ درصد؛
- اطلاعات مربوط به بار محور وسایل نقلیه مطابق جدول زیر است. در نمونه مورد بررسی ۱۳۲۱۵ کامیون شمارش شده که در بین آنها ۶۹۱۸ کامیون سبک دو محوری چهارچرخ و وانت بار وجود داشته است.

تک محوره		محور مرکب	
بار محوری (kips)	تعداد محورها به ازای هر ۱۰۰۰ کامیون	بار محوری (kips)	تعداد محورها به ازای هر ۱۰۰۰ کامیون
۲۸-۳۰	۰/۲۸	۴۸-۵۲	۰/۹۴
۲۶-۲۸	۰/۶۵	۴۴-۴۸	۱/۸۹
۲۴-۲۶	۱/۳۳	۴۰-۴۴	۵/۵۱
۲۲-۲۴	۲/۸۴	۳۶-۴۰	۱۶/۴۵
۲۰-۲۲	۴/۷۲	۳۲-۳۶	۳۹/۰۸
۱۸-۲۰	۱۰/۴۰	۲۸-۳۲	۴۱/۰۶
۱۶-۱۸	۱۳/۵۶	۲۴-۲۸	۷۳/۰۷
۱۴-۱۶	۱۸/۶۴	۲۰-۲۴	۴۳/۴۵
۱۲-۱۴	۲۵/۸۹	۱۶-۲۰	۵۴/۱۵
۱۰-۱۲	۸۱/۰۵	۱۲-۱۶	۵۹/۸۵

- ضریب عکس‌العمل بستر (k): ۱۰۰ pci
- ضخامت لایه زیراساس با مصالح سنگی: ۴ in.

ضریب اطمینان بار: ۱/۲

- ضریب گسیختگی بتن (MR): ۶۵۰ psi

حل:

ضریب رشد ترافیک در دوره طراحی $= (1+0.04)^{\frac{20}{2}} = 1.5$

(در طول دوره طراحی) ADT=12900×1.5=19350

ADTT=19350×0.19=3680

با استفاده از شکل (پ-۱-۷) و به ازای متوسط ترافیک روزانه در یک جهت (۹۶۷۵=۲÷۱۹۳۵۰)، نسبت کامیون در خط سمت راست برابر ۰/۸۱ به‌دست می‌آید. متوسط ترافیک روزانه در شکل (پ-۱-۷) پس از اعمال ضریب رشد ترافیک در دوره طراحی در نظر گرفته می‌شود.

برای محاسبه ترافیک کامیون در دوره طراحی ۲۰ سال از رابطه (پ-۱-۶) استفاده می‌شود:

تعداد کامیون در طول دوره طراحی = $ADTT \times GF \times LF \times DF \times n \times 365 =$

$(0.19 \times 12900) \times 1.5 \times 0.5 \times 0.81 \times 20 \times 365 = 10870000$

در ادامه، جدول مربوط به بار محوری تکمیل می‌شود. از آنجا که در نمونه مورد بررسی ۱۳۲۱۵ کامیون شمارش شده و از این تعداد، ۶۹۱۸ کامیون سبک دو محوری چهارچرخ و وانت بار وجود داشته است (یعنی ۵۲ درصد کل کامیون‌ها) بنابراین، لازم است که این تعداد از تحلیل خارج شوند. در نتیجه با تقسیم داده‌های موجود در ستون ۲ بر حاصل عبارت (۱-۰/۵۲)، اعداد ستون سوم به‌دست می‌آیند. اعداد ستون چهارم نیز از ضرب اعداد ستون سوم در عبارت (۱۰۰۰/تعداد کامیون در دوره طرح) به‌دست می‌آیند.

(۱) بار محوری (kips)	(۲) تعداد محورها به ازای هر ۱۰۰۰ کامیون	(۳) تعداد محورهای تعدیل شده به ازای هر ۱۰۰۰ کامیون	(۴) تعداد محورها در دوره طراحی
تک محوره			
۲۸-۳۰	۰/۲۸	۰/۵۸	۶۳۱۰
۲۶-۲۸	۰/۶۵	۱/۳۵	۱۴۶۹۰
۲۴-۲۶	۱/۳۳	۲/۷۷	۳۰۱۴۰
۲۲-۲۴	۲/۸۴	۵/۹۲	۶۴۴۱۰
۲۰-۲۲	۴/۷۲	۹/۸۳	۱۰۶۹۰۰
۱۸-۲۰	۱۰/۴۰	۲۱/۶۷	۲۳۵۸۰۰
۱۶-۱۸	۱۳/۵۶	۲۸/۲۴	۳۰۷۲۰۰
۱۴-۱۶	۱۸/۶۴	۳۸/۸۳	۴۲۲۵۰۰
۱۲-۱۴	۲۵/۸۹	۵۳/۹۴	۵۸۶۹۰۰
۱۰-۱۲	۸۱/۰۵	۱۶۸/۸۵	۱۸۳۷۰۰۰
محور مرکب			
۴۸-۵۲	۰/۹۴	۱/۹۸	۲۱۳۲۰
۴۴-۴۸	۱/۸۹	۳/۹۴	۴۲۸۷۰
۴۰-۴۴	۵/۵۱	۱۱/۴۸	۱۲۴۹۰۰
۳۶-۴۰	۱۶/۴۵	۳۴/۲۷	۳۷۲۹۰۰
۳۲-۳۶	۳۹/۰۸	۸۱/۴۲	۸۸۵۸۰۰
۲۸-۳۲	۴۱/۰۶	۸۵/۵۴	۹۳۰۷۰۰
۲۴-۲۸	۷۳/۰۷	۱۵۲/۲۳	۱۶۵۶۰۰۰
۲۰-۲۴	۴۳/۴۵	۹۰/۵۲	۹۸۴۹۰۰
۱۶-۲۰	۵۴/۱۵	۱۱۲/۸۱	۱۲۲۷۰۰۰
۱۲-۱۶	۵۹/۸۵	۱۲۴/۶۹	۱۳۵۶۰۰۰

با توجه به اینکه در این روسازی از ۴ اینچ زیراساس با مصالح سنگی استفاده شده است؛ بنابراین با استفاده از جدول (پ-۱-۲) و به ازای k=۱۰۰ مقدار ضریب عکس‌العمل مرکب (بستر-زیراساس) برابر ۱۳۰pci بدست می‌آید.

بر اساس اطلاع موجود و با فرض ضخامت دال برابر ۹/۵ اینچ و همچنین با توجه به توضیحات ارائه شده، جدول (پ-۱-۶) تکمیل می‌شود.

همان‌طور که مشاهده می‌شود عدد خستگی برابر ۶۲/۸ درصد و عدد مربوط به تحلیل فرسایش برابر ۳۸/۹ درصد به‌دست آمده است. با توجه به اینکه هر یک از اعداد مذکور کوچکتر از ۱۰۰ هستند، می‌توان گفت ضخامت فرض شده برای دال بتنی (9/5 in) مناسب است. محاسبات انجام شده نشان می‌دهد که طرح مذکور ظرفیت پذیرش تعداد بیشتری محور سنگین (۳۷ درصد) را نسبت به آنچه در طراحی در نظر گرفته شده است، دارد. در صورتی که در این مثال عدد ۹

اینچ برای ضخامت دال فرض شود، عدد حاصل از تحلیل خستگی برابر ۲۴۵ درصد به‌دست خواهد آمد که بیانگر عدم کفایت ضخامت مذکور برای ترافیک مندرج در این مثال است.

نام پروژه:

ضخامت اولیه (مقدار فرضی): .in ۹/۵ — **دارای درزهای شامل میلگرد انتقال بار: بله...✓.. خیر.....**

ضریب عکس العمل بستر- زیراساس (K): pci ۱۳۰ — **دارای شانه بتنی: بله..... خیر...✓...**

ضریب گسیختگی بتن (MR): psi ۶۵۰ — **دوره طراحی: ۲۰ سال**

ضریب اطمینان بار (LSF): ۱/۲ — **ضخامت زیراساس: in ۴**

بار محوری (kips)	ضرب در ضریب اطمینان بار	تعداد تکرار پیش‌بینی شده	تحلیل خستگی: تعداد تکرار مجاز	تحلیل خستگی: درصد خستگی	تحلیل فرسایش: تعداد تکرار مجاز	تحلیل فرسایش: درصد فرسایش
۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷
۸- تنش معادل: ۲۰۶		**۹- ضریب نسبت تنش: ۰/۳۱۷**		**۱۰- ضریب فرسایش: ۲/۵۹**		
محورهای منفرد						
۳۰	۳۶	۶۳۱۰	۲۷۰۰۰	۲۳/۳	۱۵۰۰۰۰۰	۰/۴
۲۸	۳۳/۶	۱۴۶۹۰	۷۷۰۰۰	۱۹/۱	۲۲۰۰۰۰۰	۰/۷
۲۶	۳۱/۲	۳۰۱۴۰	۲۳۰۰۰۰	۱۳/۱	۳۵۰۰۰۰۰	۰/۹
۲۴	۲۸/۸	۶۴۴۱۰	۱۲۰۰۰۰۰	۵/۴	۵۹۰۰۰۰۰	۱/۱
۲۲	۲۶/۴	۱۰۶۹۰۰	نامحدود	۰	۱۱۰۰۰۰۰۰	۱/۰
۲۰	۲۴/۰	۲۳۵۸۰۰	نامحدود	۰	۲۳۰۰۰۰۰۰	۱/۰
۱۸	۲۱/۶	۳۰۷۲۰۰	نامحدود	۰	۶۴۰۰۰۰۰۰	۰/۵
۱۶	۱۹/۲	۴۲۲۵۰۰	نامحدود	۰	نامحدود	۰
۱۴	۱۶/۸	۵۸۶۹۰۰	نامحدود	۰	نامحدود	۰
۱۲	۱۴/۴	۱۸۳۷۰۰۰	نامحدود	۰	نامحدود	۰
۱۱- تنش معادل: ۱۹۲		**۱۲- ضریب نسبت تنش: ۰/۲۹۵**		**۱۳- ضریب فرسایش: ۲/۷۹**		
محورهای مرکب						
۵۲	۶۲/۴	۲۱۳۲۰	۱۱۰۰۰۰۰	۱/۹	۹۲۰۰۰۰	۲/۳
۴۸	۵۴/۶	۴۲۸۷۰	نامحدود	۰	۱۵۰۰۰۰۰	۲/۹
۴۴	۵۲/۸	۱۲۴۹۰۰	نامحدود	۰	۲۵۰۰۰۰۰	۵/۰
۴۰	۴۸/۰	۳۷۲۹۰۰	نامحدود	۰	۴۶۰۰۰۰۰	۸/۱
۳۶	۴۳/۲	۸۸۵۸۰۰	نامحدود	۰	۹۵۰۰۰۰۰	۹/۳
۳۲	۳۸/۴	۹۳۰۷۰۰	نامحدود	۰	۲۴۰۰۰۰۰۰	۳/۹
۲۸	۳۳/۶	۱۶۵۶۰۰۰	نامحدود	۰	۹۲۰۰۰۰۰۰	۱/۸
۲۴	۲۸/۸	۹۸۴۹۰۰	نامحدود	۰	نامحدود	۰
۲۰	۲۴/۰	۱۲۲۷۰۰۰	نامحدود	۰	نامحدود	۰
۱۶	۱۹/۲	۱۳۵۶۰۰۰	نامحدود	۰		
			جمع:	**۶۲/۸**	**جمع:**	**۳۸/۹**

مثال:

با استفاده از اطلاعات زیر، روسازی بتنی از نوع درزدار بدون میلگرد انتقال بار (درز از نوع قفل و بست سنگ‌دانه‌ای) و بدون شانه بتنی را طراحی نمایید.

- اطلاعات ترافیکی مانند مثال قبل است.
- ضریب عکس‌العمل بستر (k): ۱۰۰ pci ($۲۷/۱MN/m^3$)
- ضخامت لایه زیراساس تثبیت شده با سیمان: ۴ in. (۱۰cm)

ضریب اطمینان بار: ۱/۲

- ضریب گسیختگی بتن (MR): ۶۵۰ psi (۴/۵MPa)

حل:

با توجه به اینکه در این روسازی از ۴ in. (۱۰cm) زیراساس تثبیت شده با سیمان استفاده شده است، با استفاده از جدول (پ-۱-۳) و به ازای k=۱۰۰pci ($۲۷/۱MN/m^3$) مقدار ضریب عکس‌العمل مرکب (بستر-زیراساس) برابر ۲۸۰pci ($۷۶MN/m^3$) به‌دست می‌آید.

بر اساس اطلاعات موجود و با فرض ضخامت دال برابر ۱۰ in. (۲۵cm) و همچنین با توجه به توضیحات ارائه شده در قسمت‌های قبل، جدول (پ-۱-۶) تکمیل می‌شود. بر این اساس اعداد حاصل از تحلیل خستگی و فرسایش به ترتیب برابر ۰/۶ درصد و ۹۷ درصد به‌دست می‌آیند[۲۹]. بنابراین، با توجه به اینکه هر یک از اعداد مذکور کوچک‌تر از ۱۰۰ هستند، نتیجه می‌شود که ضخامت فرض شده برای دال بتنی (۱۰ in.) (۲۵cm) مناسب است. در صورتی که در این مثال عدد ۹/۵ in. (۲۴cm) برای ضخامت دال فرض شود، عدد حاصل از تحلیل فرسایش برابر ۱۴۲ درصد به‌دست خواهد آمد که بیان‌گر عدم کفایت ضخامت مذکور برای ترافیک مندرج در این مثال است.

۲۹- در روسازی‌های بتنی با درزهای از نوع قفل و بست سنگ‌دانه‌ای که تحت عبور تعداد قابل ملاحظه کامیون‌ها قرار دارند، معمولاً تحلیل خستگی بر نتایج طراحی تأثیرگذار نخواهد بود.

نام پروژه:

ضخامت اولیه (مقدار فرضی): ۱۰ in.

دارای درزهای شامل میلگرد انتقال بار: بله..... خیر..✓ ...

ضریب عکس العمل بستر- زیراساس (K): ۲۸۰ pci

دارای شانه بتنی: بله..... خیر...✓...

ضریب گسیختگی بتن (MR): ۶۵۰ psi

دوره طراحی: ۲۰ سال

ضریب اطمینان بار (LSF): ۱/۲

ضخامت زیراساس: ۴ in

بار محوری (kips)	ضرب در ضریب اطمینان بار	تعداد تکرار پیش‌بینی شده	تحلیل خستگی		تحلیل فرسایش	
			تعداد تکرار مجاز	درصد خستگی	تعداد تکرار مجاز	درصد فرسایش
۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷
۸- تنش معادل: ۱۶۷		۹- ضریب نسبت تنش: ۰/۲۵۷			۱۰- ضریب فرسایش: ۲/۷۲	
محورهای منفرد						
۳۰	۳۶	۶۳۱۰	۱۱۰۰۰۰۰	۰/۶	۶۳۰۰۰۰	۱
۲۸	۳۳/۶	۱۴۶۹۰	نامحدود	۰	۹۲۰۰۰۰	۱/۶
۲۶	۳۱/۲	۳۰۱۴۰	نامحدود	۰	۱۵۰۰۰۰۰	۲
۲۴	۲۸/۸	۶۴۴۱۰	نامحدود	۰	۲۳۰۰۰۰۰	۲/۸
۲۲	۲۶/۴	۱۰۶۹۰۰	نامحدود	۰	۴۰۰۰۰۰۰	۲/۷
۲۰	۲۴/۰	۲۳۵۸۰۰	نامحدود	۰	۷۵۰۰۰۰۰	۳/۱
۱۸	۲۱/۶	۳۰۷۲۰۰	نامحدود	۰	۱۷۰۰۰۰۰۰	۱/۸
۱۶	۱۹/۲	۴۲۲۵۰۰	نامحدود	۰	۵۰۰۰۰۰۰۰	۰/۸
۱۴	۱۶/۸	۵۸۶۹۰۰	نامحدود	۰	نامحدود	۰
۱۲	۱۴/۴	۱۸۳۷۰۰۰	نامحدود	۰	نامحدود	۰
۱۱- تنش معادل: ۱۴۷		۱۲- ضریب نسبت تنش: ۰/۲۲۶			۱۳- ضریب فرسایش: ۲/۹۰	
محورهای مرکب						
۵۲	۶۲/۴	۲۱۳۲۰	نامحدود	۰	۴۴۰۰۰۰	۴/۸
۴۸	۵۴/۶	۴۲۸۷۰	نامحدود	۰	۶۹۰۰۰۰	۶/۲
۴۴	۵۲/۸	۱۲۴۹۰۰	نامحدود	۰	۱۱۰۰۰۰۰	۱۱/۳
۴۰	۴۸/۰	۳۷۲۹۰۰	نامحدود	۰	۲۰۰۰۰۰۰	۱۸/۶
۳۶	۴۳/۲	۸۸۵۸۰۰	نامحدود	۰	۳۹۰۰۰۰۰	۲۲/۷
۳۲	۳۸/۴	۹۳۰۷۰۰	نامحدود	۰	۸۶۰۰۰۰۰	۱۰/۸
۲۸	۳۳/۶	۱۶۵۶۰۰۰	نامحدود	۰	۲۴۰۰۰۰۰۰	۶/۹
۲۴	۲۸/۸	۹۸۴۹۰۰	نامحدود	۰	نامحدود	۰
۲۰	۲۴/۰	۱۲۲۷۰۰۰	نامحدود	۰	نامحدود	۰
۱۶	۱۹/۲	۱۳۵۶۰۰۰	نامحدود	۰	نامحدود	۰
			جمع:	۰/۶	جمع:	۹۷/۱

پ-۱-۴- طراحی روسازی به روش PCA ساده شده

در صورتی که جزئیات آمار ترافیکی در دسترس نباشد می‌توان برای طراحی روسازی از روش ساده شده PCA استفاده کرد. همان‌طور که در جدول (پ-۱-۱۰) مشاهده می‌شود، در این روش بارهای محوری به ۴ گروه تقسیم‌بندی می‌شوند. توزیع بار محوری در هر یک از این گروه‌ها مطابق جدول (پ-۱-۱۱) است. اعداد مندرج در جدول (پ-۱-۱۱) از تحلیل‌های انجام شده روی اندازه‌گیری‌های میدانی در چند ایالت از کشور آمریکا به‌دست آمده است.

در جدول (پ-۱-۱۰) مقادیر ADT یا ADTT صرفاً برای نشان‌دادن مقادیر نمونه‌ای ذکر شده و نباید معیار اولیه برای انتخاب گروه بار محوری قرار گیرد. برای انتخاب گروه بار محوری با استفاده از جدول (پ-۱-۱۰) باید روی توضیحات مندرج در جدول مذکور و حداکثر بار محوری مورد انتظار تکیه شود.

جدول پ-۱-۱۰- گروه‌بندی بار محوری در روش ساده شده PCA

گروه بار محوری	توضیحات	ADT	ترافیک			
			ADTT*		حداکثر بار محوری (kips)	
			٪	در روز	محور منفرد	محور مرکب
۱	خیابان‌های مناطق مسکونی، جاده‌های فرعی و برون شهری (با ترافیک سبک تا متوسط)	۲۰۰-۸۰۰	۱-۳	تا ۲۵	۲۲	۳۶
۲	خیابان‌های جمع کننده، جاده های فرعی و برون شهری (با ترافیک سنگین)، خیابان‌های شریانی و جاده‌های اصلی (با ترافیک سبک)	۷۰۰-۵۰۰۰	۵-۱۸	۴۰-۱۰۰۰	۲۶	۴۴
۳	خیابان‌های شریانی و جاده های اصلی (با ترافیک متوسط)	۳۰۰۰-۱۲۰۰۰ ۲ خط عبور	۸-۳۰	۵۰۰-۵۰۰۰+	۳۰	۵۲
	بزرگراه‌ها و راه‌های درون و برون شهری (با ترافیک سبک تا متوسط)	۳۰۰۰-۵۰۰۰۰+ ۴ خط عبور یا بیشتر				
۴	خیابان‌های شریانی، جاده های اصلی و بزرگراه‌ها (با ترافیک سنگین)	۳۰۰۰-۲۰۰۰۰ ۲ خط عبور	۸-۳۰	۱۵۰۰-۸۰۰۰+	۳۴	۶۰
	راه‌های درون و برون شهری (با ترافیک متوسط تا سنگین)	۳۰۰۰-۱۵۰۰۰۰+ ۴ خط عبور یا بیشتر				

*ADTT کامیون‌های دو محور چهار چرخ را شامل نمی‌شود.

جدول پ-۱-۱۱- توزیع بارمحوری استفاده شده برای هر یک از گروه‌های بار محوری*

بار محوری (kips)	محور به ازای هر ۱۰۰۰ کامیون			
	گروه ۱	گروه ۲	گروه ۳	گروه ۴
محور منفرد				
۴	۱۶۹۳/۳۱			
۶	۷۳۲/۲۸			
۸	۴۸۳/۱۰	۲۳۳/۶۰		
۱۰	۲۰۴/۹۶	۱۴۲/۷۰		
۱۲	۱۲۴/۰۰	۱۱۶/۷۶	۱۸۲/۰۲	
۱۴	۵۶/۱۱	۴۷/۷۶	۴۷/۷۳	
۱۶	۳۸/۰۲	۲۳/۸۸	۳۱/۸۲	۵۷/۰۷
۱۸	۱۵/۸۱	۱۶/۶۱	۲۵/۱۵	۶۸/۲۷
۲۰	۴/۲۳	۶/۶۳	۱۶/۳۳	۴۱/۸۲
۲۲	۰/۹۶	۲/۶۰	۷/۸۵	۹/۶۹
۲۴		۱/۶۰	۵/۲۱	۴/۱۶
۲۶		۰/۰۷	۱/۷۸	۳/۵۲
۲۸			۰/۸۵	۱/۷۸
۳۰			۰/۴۵	۰/۶۳
۳۲				۰/۵۴
۳۴				۰/۱۹
محور مرکب				
۴	۳۱/۹۰			
۸	۸۵/۵۹	۴۷/۰۱		
۱۲	۱۳۹/۳۰	۹۱/۱۵		
۱۶	۷۵/۰۲	۵۹/۲۵	۹۹/۳۴	
۲۰	۵۷/۱۰	۴۵/۰۰	۸۵/۹۴	
۲۴	۳۹/۱۸	۳۰/۷۴	۷۲/۵۴	۷۱/۱۶
۲۸	۶۸/۴۸	۴۴/۴۳	۱۲۱/۲۲	۹۵/۷۹
۳۲	۶۹/۵۹	۵۴/۷۶	۱۰۳/۶۳	۱۰۹/۵۴
۳۶	۴/۱۹	۳۸/۷۹	۵۶/۲۵	۷۸/۱۹
۴۰		۷/۷۶	۲۱/۳۱	۲۰/۳۱
۴۴		۱/۱۶	۸/۰۱	۳/۵۲
۴۸			۲/۹۱	۳/۰۳
۵۲			۱/۱۹	۱/۷۹
۵۶				۱/۰۷
۶۰				۰/۵۷

* ۱kip=۴/۴۵ kN، کامیون‌های دو محور چهار چرخ در محاسبات در نظر گرفته نشده‌اند.

در طراحی روسازی به روش ساده شده PCA، مقاومت خاک بستر-زیراساس با عبارات ضعیف، متوسط، خوب و خیلی خوب توصیف می‌شود. اعداد متناظر با عبارات کیفی مذکور در جدول (پ-۱-۱۲) مشخص شده است. در صورتی که اطلاعات آزمایشگاهی مربوط به تعیین ضریب عکس‌العمل خاک بستر (k) موجود نباشد، می‌توان از جدول (پ-۱-۱۲) استفاده کرد. همچنین در صورت استفاده از زیراساس در سازه روسازی، مقدار ضریب عکس‌العمل با استفاده از جدول-های (پ-۱-۲) یا (پ-۱-۳) افزایش داده می‌شود.

جدول پ-۱-۱۲- انواع خاک بستر و مقادیر تقریبی k

نوع خاک	مقاومت خاک بستر (زیراساس)	مقدار K	
		pci	MN/m^3
ریزدانه که ذرات رس و لای در آن زیاد باشد	ضعیف	۷۵-۱۲۰	۲۰-۳۲
ماسه و مخلوط شن و ماسه با درصد کمی لای و رس	متوسط	۱۳۰-۱۷۰	۳۵-۴۶
ماسه و مخلوط شن نسبتاً عاری از ذرات رس و لای	خوب	۱۸۰-۲۲۰	۵۰-۶۰
زیراساس تثبیت شده با سیمان	خیلی خوب	۲۵۰-۴۰۰	۶۵-۱۱۰

جدول‌های (پ-۱-۱۳)، (پ-۱-۱۴)، (پ-۱-۱۵) و (پ-۱-۱۶) متوسط ترافیک مجاز روزانه کامیون (ADTT) را برای هر یک از گروه‌های بار محوری نشان می‌دهد. در جدول‌های (پ-۱-۱۳)، (پ-۱-۱۴)، (پ-۱-۱۵) و (پ-۱-۱۶) ضرایب ایمنی بار برابر ۱، ۱/۱، ۱/۲ و ۱/۲ به ترتیب برای گروه‌های بار محوری ۱، ۲، ۳ و ۴ لحاظ شده است. این جدول‌ها بر اساس دوره طراحی برابر ۲۰ سال تنظیم شده‌اند؛ بنابراین در صورتی که عمر طراحی عددی غیر از ۲۰ سال باشد، لازم است مقدار ADTT تعدیل شود. برای مثال اگر عمر طراحی ۳۰ سال باشد، اعداد استخراج شده از جدول‌های گفته‌شده باید در نسبت ۳۰/۲۰ ضرب شود. مقادیر ADTT مجاز مندرج در این جدول‌ها بدین ترتیب به‌دست آمده است که ابتدا مقادیر اولیه‌ای برای ADTT در نظر گرفته شده، سپس با استفاده از ضخامت دال، ضریب گسیختگی بتن و مقدار k بستر- زیراساس، مقدار خرابی خستگی و فرسایش محاسبه شده است. در ادامه مقدار ADTT مجاز از رابطه (پ-۱-۷) محاسبه شده و در جدول‌های مذکور قرار داده شده است.

$$\text{ADTT مجاز} = \frac{(\text{ADTT فرضی}) \times ۱۰۰}{\text{درصد خرابی ناشی از خستگی یا فرسایش}} \qquad (\text{پ-۱-۷})$$

جدول پ-۱-۱۳- متوسط ترافیک مجاز روزانه کامیون* - گروه ۱ بار محوری - روسازی با درزهای از نوع قفل و بست سنگ‌دانه‌ای (میلگرد انتقال بار لازم نیست)**

	بدون شانه بتنی یا جدول				با شانه بتنی یا جدول			
	ضخامت دال (in)	مقاومت بستر - زیراساس			ضخامت دال	مقاومت بستر - زیراساس		
		ضعیف	متوسط	خوب		ضعیف	متوسط	خوب
MR = ۶۵۰ Psi	۴/۵			۰/۱	۴ ۴/۵	۲	۰/۲ ۸	۰/۹ ۲۵
	۵ ۵/۵	۰/۱ ۳	۰/۸ ۱۵	۳ ۴۵	۵ ۵/۵	۳۰ ۳۲۰	۱۳۰	۳۳۰
	۶ ۶/۵	۴۰ ۳۳۰	۱۶۰	۴۳۰				
MR = ۶۰۰ Psi	۵ ۵/۵	۰/۵	۰/۱ ۳	۰/۴ ۹	۴ ۴/۵	۰/۲	۱	۰/۱ ۵
	۶ ۶/۵	۸ ۷۶	۳۶ ۳۰۰	۹۸ ۷۶۰	۵ ۵/۵	۶ ۷۳	۲۷ ۲۹۰	۷۵ ۷۳۰
	۷	۵۲۰			۶	۶۱۰		
MR = ۵۵۰ Psi	۵/۵	۰/۱	۰/۳	۱	۴/۵		۰/۲	۰/۶
	۶ ۶/۵	۱ ۱۳	۶ ۶۰	۱۸ ۱۶۰	۵ ۵/۵	۰/۸ ۱۳	۴ ۵۷	۱۳ ۱۵۰
	۷ ۷/۵	۱۱۰ ۶۲۰	۴۰۰		۶	۱۳۰	۴۸۰	

* کامیون‌های دو محور چهارچرخ را شامل نمی‌شود. بنابراین تعداد کل مجاز کامیون‌ها بیشتر خواهد شد.

** در این حالت تحلیل خستگی، طراحی روسازی را کنترل می‌کند.

جدول پ-۱-۱۴- الف ـ متوسط ترافیک مجاز روزانه کامیون* - گروه ۲ بار محوری - روسازی با درزهای دارای میلگرد انتقال بار**

		بدون شانه بتنی یا جدول					با شانه بتنی یا جدول				
	ضخامت دال (in)	مقاومت بستر - زیراساس				ضخامت دال	مقاومت بستر - زیراساس				
		ضعیف	متوسط	خوب	خیلی خوب		ضعیف	متوسط	خوب	خیلی خوب
MR = ۶۵۰ Psi	۵/۵				۵	۵ ۵/۵	۹	۳ ۴۲	۹ ۱۲۰	۴۲ ۴۵۰
	۶ ۶/۵	۹	۴ ۴۳	۱۲ ۱۲۰	۵۹ ۴۹۰	۶ ۶/۵	۹۶ ۷۱۰	۳۸۰ ۲۶۰۰	۹۷۰	۳۴۰۰
	۷ ۷/۵	۸۰ ۴۹۰	۳۲۰ ۱۹۰۰	۸۴۰	۳۱۰۰	۷	۴۲۰۰			
	۸	۲۵۰۰								
MR = ۶۰۰ Psi	۶ ۶/۵		۸	۲۴	۱۱ ۱۱۰	۵ ۵/۵	۱	۸	۱ ۲۳	۸ ۹۸
	۷ ۷/۵	۱۵ ۱۱۰	۷۰ ۴۴۰	۱۹۰ ۱۱۰۰	۷۵۰	۶ ۶/۵	۱۹ ۱۶۰	۸۴ ۶۲۰	۲۲۰ ۱۵۰۰	۸۱۰ ۵۲۰۰
	۸ ۸/۵	۵۹۰ ۲۷۰۰	۲۳۰۰			۷	۱۰۰۰	۳۶۰۰		
MR = ۵۵۰ Psi	۶/۵			۴	۱۹	۵/۵			۳	۱۷
	۷ ۷/۵	۱۹	۱۱ ۸۴	۳۴ ۲۳۰	۱۵۰ ۸۹۰	۶ ۶/۵	۳ ۲۹	۱۴ ۱۲۰	۴۱ ۳۲۰	۱۶۰ ۱۱۰۰
	۸ ۸/۵	۱۲۰ ۵۶۰	۴۷۰ ۲۲۰۰	۱۲۰۰		۷ ۷/۵	۲۱۰ ۱۱۰۰	۷۷۰ ۴۰۰۰	۱۹۰۰	
	۹	۲۴۰۰								

* کامیون‌های دو محور چهارچرخ را شامل نمی‌شود. بنابراین تعداد کل مجاز کامیون‌ها بیشتر خواهد شد.

** در این حالت تحلیل خستگی، طراحی روسازی را کنترل می‌کند.

جدول پ-۱-۱۴- ب - متوسط ترافیک مجاز روزانه کامیون* - گروه ۲ بار محوری - روسازی با درزهای از نوع قفل و بست سنگ‌دانه‌ای

		بدون شانه بتنی یا جدول					با شانه بتنی یا جدول				
	ضخامت دال (in)	مقاومت بستر - زیراساس				ضخامت دال	مقاومت بستر - زیراساس				
		ضعیف	متوسط	خوب	خیلی خوب		ضعیف	متوسط	خوب	خیلی خوب
MR = ۶۵۰ Psi	۵/۵				۵	۵ ۵/۵	۹	۳ ۴۲	۹ ۱۲۰	۴۲ ۴۵۰
	۶ ۶/۵	۹	۴ ۴۳	۱۲ ۱۲۰	۵۹ ۴۹۰	۶ ۶/۵	۹۶ ۶۵۰**	۳۸۰ ۱۰۰۰**	۷۰۰** ۱۴۰۰**	۹۷۰** ۲۱۰۰**
	۷ ۷/۵	۸۰ ۴۹۰	۳۲۰ ۱۲۰۰**	۸۴۰ ۱۵۰۰**	۱۲۰۰**	۷	۱۱۰۰**	۱۹۰۰**		
	۸	۱۳۰۰**	۱۹۰۰**							
MR = ۶۰۰ Psi	۶ ۶/۵		۸	۲۴	۱۱ ۱۱۰	۵ ۵/۵	۱	۸	۱ ۲۳	۸ ۹۸
	۷ ۷/۵	۱۵ ۱۱۰	۷۰ ۴۴۰	۱۹۰ ۱۱۰۰	۷۵۰ ۲۱۰۰**	۶ ۶/۵	۱۹ ۱۶۰	۸۴ ۶۲۰	۲۲۰ ۱۴۰۰**	۸۱۰ ۲۱۰۰
	۸ ۸/۵	۵۹۰ ۱۹۰۰**	۱۹۰۰**			۷	۱۰۰۰	۱۹۰۰**		
MR = ۵۵۰ Psi	۶/۵			۴	۱۹	۵/۵			۳	۱۷
	۷ ۷/۵	۱۹	۱۱ ۸۴	۳۴ ۲۳۰	۱۵۰ ۸۹۰	۶ ۶/۵	۳ ۲۹	۱۴ ۱۲۰	۴۱ ۳۲۰	۱۶۰ ۱۱۰۰
	۸ ۸/۵	۱۲۰ ۵۶۰	۴۷۰ ۲۲۰۰	۱۲۰۰		۷ ۷/۵	۲۱۰ ۱۱۰۰	۷۷۰	۱۹۰۰	
	۹	۲۴۰۰								

* ترافیک متوسط روزانه کامیون شامل کامیون‌های دومحور چهارچرخ نمی‌شود. بنابراین تعداد کل مجاز کامیون‌ها بیشتر خواهد شد.

** در این حالات، تحلیل فرسایش، طراحی روسازی را کنترل می‌کند. در سایر حالات، تحلیل خستگی، طراحی روسازی را کنترل می‌کند.

جدول پ-۱-۱۵- الف - متوسط ترافیک مجاز روزانه کامیون* - گروه ۳ بار محوری - روسازی با درزهای دارای میلگرد انتقال بار

		بدون شانه بتنی یا جدول					با شانه بتنی یا جدول				
	ضخامت دال (in)	مقاومت بستر - زیراساس				ضخامت دال	مقاومت بستر - زیراساس				
		ضعیف	متوسط	خوب	خیلی خوب		ضعیف	متوسط	خوب	خیلی خوب
MR = ۶۵۰ Psi	۷/۵				۲۵۰	۶/۵			۸۳	۳۲۰
	۸		۱۳۰	۳۵۰	۱۳۰۰	۷	۵۲	۲۲۰	۵۵۰	۱۹۰۰
	۸/۵	۱۶۰	۶۴۰	۱۶۰۰	۶۲۰۰	۷/۵	۳۲۰	۱۲۰۰	۲۹۰۰	۹۸۰۰
	۹	۷۰۰	۲۷۰۰	۷۰۰۰	۱۱۵۰۰**	۸	۱۶۰۰	۵۷۰۰	۱۳۸۰۰	
	۹/۵	۲۷۰۰	۱۰۸۰۰			۸/۵	۶۹۰۰	۲۳۷۰۰**		
	۱۰	۹۹۰۰								
MR = ۶۰۰ Psi						۶/۵				۶۷
	۸			۷۳	۳۱۰	۷			۱۲۰	۴۴۰
	۸/۵		۱۴۰	۳۸۰	۱۵۰۰	۷/۵		۲۷۰	۶۸۰	۲۳۰۰
	۹	۱۶۰	۶۴۰	۱۷۰۰	۶۲۰۰	۸	۳۷۰	۱۳۰۰	۳۲۰۰	۱۰۸۰۰
	۹/۵	۶۳۰	۲۵۰۰	۶۵۰۰		۸/۵	۱۶۰۰	۵۸۰۰	۱۴۱۰۰	
	۱۰	۲۳۰۰	۹۳۰۰			۹	۶۶۰۰			
	۱۰/۵	۷۷۰۰								
MR = ۵۵۰ Psi						۷				۸۲
	۸/۵			۷۰	۳۰۰	۷/۵			۱۳۰	۴۸۰
	۹		۱۲۰	۳۴۰	۱۳۰۰	۸	۶۷	۲۷۰	۶۷۰	۲۳۰۰
	۹/۵	۱۲۰	۵۲۰	۱۳۰۰	۵۱۰۰	۸/۵	۳۳۰	۱۲۰۰	۲۹۰۰	۹۷۰۰
	۱۰	۴۶۰	۱۹۰۰	۴۹۰۰	۱۹۱۰۰	۹	۱۴۰۰	۴۹۰۰	۱۱۷۰۰	
	۱۰/۵	۱۶۰۰	۶۵۰۰	۱۷۴۰۰		۹/۵	۵۱۰۰	۱۸۶۰۰		
	۱۱	۴۹۰۰								

* ترافیک متوسط روزانه کامیون شامل کامیون‌های دومحور چهارچرخ نمی‌شود. بنابراین تعداد کل مجاز کامیون‌ها بیشتر خواهد شد.

** در این حالات، تحلیل فرسایش، طراحی روسازی را کنترل می‌کند. در سایر حالات، تحلیل خستگی، طراحی روسازی را کنترل می‌کند.

جدول پ-۱-۱۵- ب - متوسط ترافیک مجاز روزانه کامیون* - گروه ۳ بار محوری - روسازی با درزهای از نوع قفل و بست سنگ‌دانه‌ای

		بدون شانه بتنی یا جدول					با شانه بتنی یا جدول				
	ضخامت دال (in)	مقاومت بستر ـ زیراساس				ضخامت دال	مقاومت بستر - زیراساس			
		ضعیف	متوسط	خوب	خیلی خوب		ضعیف	متوسط	خوب	خیلی خوب
MR = ۶۵۰ Psi						۷		۲۲۰**	۵۱۰	۷۵۰
	۷/۵			۶۰**	۲۵۰**	۷/۵	۳۲۰**	۶۴۰	۸۹۰	۱۴۰۰
	۸		۱۳۰**	۳۵۰**	۸۳۰	۸	۶۱۰	۱۱۰۰	۱۵۰۰	۲۵۰۰
	۸/۵	۱۶۰**	۶۴۰**	۹۰۰	۱۳۰۰	۸/۵	۹۵۰	۱۸۰۰	۲۷۰۰	۴۷۰۰
	۹	۶۸۰	۱۰۰۰	۱۳۰۰	۲۰۰۰	۹	۱۵۰۰	۲۹۰۰	۴۶۰۰	۸۷۰۰
	۹/۵	۹۶۰	۱۵۰۰	۲۰۰۰	۲۹۰۰	۹/۵	۲۳۰۰	۴۷۰۰	۸۰۰۰	
	۱۰	۱۳۰۰	۲۱۰۰	۲۸۰۰	۴۳۰۰	۱۰	۳۵۰۰	۷۷۰۰		
	۱۰/۵	۱۸۰۰	۲۹۰۰	۴۰۰۰	۶۳۰۰	۱۰/۵	۵۳۰۰			
	۱۱	۲۵۰۰	۴۰۰۰	۵۷۰۰	۹۲۰۰	۱۱	۸۱۰۰			
	۱۱/۵	۳۳۰۰	۵۵۰۰	۷۹۰۰						
	۱۲	۴۴۰۰	۷۵۰۰							
MR = ۶۰۰ Psi	۸			۷۳**	۳۱۰**	۷			۱۲۰**	۴۴۰**
	۸/۵		۱۴۰**	۳۸۰**	۱۳۰۰	۷/۵	۶۷**	۲۷۰**	۶۸۰**	۱۴۰۰
	۹	۱۶۰**	۶۴۰**	۱۳۰۰	۲۰۰۰	۸	۳۷۰**	۱۱۰۰	۱۵۰۰	۲۵۰۰
	۹/۵	۶۳۰**	۱۵۰۰	۲۰۰۰	۲۹۰۰	۸/۵	۹۵۰	۱۸۰۰	۲۷۰۰	۴۷۰۰
	۱۰	۱۳۰۰	۲۱۰۰	۲۸۰۰	۴۳۰۰	۹	۱۵۰۰	۲۹۰۰	۴۶۰۰	۸۷۰۰
	۱۰/۵	۱۸۰۰	۲۹۰۰	۴۰۰۰	۶۳۰۰	۹/۵	۲۳۰۰	۴۷۰۰	۸۰۰۰	
	۱۱	۲۵۰۰	۴۰۰۰	۵۷۰۰	۹۲۰۰	۱۰	۳۵۰۰	۷۷۰۰		
	۱۱/۵	۳۳۰۰	۵۵۰۰	۷۹۰۰		۱۰/۵	۵۳۰۰			
	۱۲	۴۴۰۰	۷۵۰۰			۱۱	۸۱۰۰			
MR = ۵۵۰ Psi	۸				۵۶**	۷				۸۲**
	۸/۵			۷۰**	۳۰۰**	۷/۵			۱۳۰**	۴۸۰**
	۹		۱۲۰**	۳۴۰**	۱۳۰۰**	۸	۶۷**	۲۷۰**	۶۷۰**	۲۳۰۰**
	۹/۵	۱۲۰**	۵۲۰**	۱۳۰۰**	۲۹۰۰	۸/۵	۳۳۰**	۱۲۰۰**	۲۷۰۰	۴۷۰۰
	۱۰	۴۶۰**	۱۹۰۰**	۲۸۰۰	۴۳۰۰	۹	۱۴۰۰**	۲۹۰۰	۴۶۰۰	۸۷۰۰
	۱۰/۵	۱۶۰۰**	۲۹۰۰	۴۰۰۰	۶۳۰۰	۹/۵	۲۳۰۰	۴۷۰۰	۸۰۰۰	
	۱۱	۲۵۰۰	۴۰۰۰	۵۷۰۰	۹۲۰۰	۱۰	۳۵۰۰	۷۷۰۰		
	۱۱/۵	۳۳۰۰	۵۵۰۰	۷۹۰۰		۱۰/۵	۵۳۰۰			
	۱۲	۴۴۰۰	۷۵۰۰			۱۱	۸۱۰۰			

* کامیون‌های دو محور چهارچرخ را شامل نمی‌شود. بنابراین تعداد مجاز کل کامیون‌ها بیشتر خواهد شد.

** در این حالات، تحلیل خستگی، طراحی روسازی را کنترل می‌کند. در سایر حالات، تحلیل فرسایش، طراحی روسازی را کنترل می‌کند.

جدول پ-۱-۱۶- الف - متوسط ترافیک مجاز روزانه کامیون* - گروه ۴ بار محوری - روسازی با درزهای دارای میلگرد انتقال بار

		بدون شانه بتنی یا جدول					با شانه بتنی یا جدول				
	ضخامت دال (in)	مقاومت بستر - زیراساس				ضخامت دال	مقاومت بستر - زیراساس				
		ضعیف	متوسط	خوب	خیلی خوب		ضعیف	متوسط	خوب	خیلی خوب	
MR = ۶۵۰ Psi	۸				۲۷۰	۷				۴۰۰	
	۸/۵		۱۲۰	۳۴۰	۱۳۰۰	۷/۵		۲۴۰	۶۲۰	۲۱۰۰	
	۹	۱۴۰	۵۸۰	۱۵۰۰	۵۶۰۰	۸	۳۳۰	۱۲۰۰	۳۰۰۰	۹۸۰۰	
	۹/۵	۵۷۰	۲۳۰۰	۵۹۰۰	۱۴۷۰۰**	۸/۵	۱۵۰۰	۵۳۰۰	۱۲۷۰۰	۴۱۱۰۰**	
	۱۰	۲۰۰۰	۸۲۰۰	۱۸۷۰۰**	۲۵۹۰۰**	۹	۵۹۰۰	۲۱۴۰۰	۴۴۹۰۰**		
	۱۰/۵	۶۷۰۰	۲۴۱۰۰**	۳۱۸۰۰**	۴۵۸۰۰**	۹/۵	۲۲۵۰۰	۵۲۰۰۰**			
	۱۱	۲۱۶۰۰	۳۹۶۰۰**			۱۰	۴۵۲۰۰**				
	۱۱/۵	۳۹۷۰۰**									
MR = ۶۰۰ Psi	۸/۵				۳۰۰	۷/۵			۱۳۰	۴۹۰	
	۹		۱۲۰	۳۴۰	۱۳۰۰	۸		۲۷۰	۶۹۰	۲۳۰۰	
	۹/۵	۱۲۰	۵۳۰	۱۴۰۰	۵۲۰۰	۸/۵	۳۴۰	۱۳۰۰	۳۰۰۰	۹۹۰۰	
	۱۰	۴۸۰	۱۹۰۰	۵۱۰۰	۱۹۳۰۰	۹	۱۴۰۰	۵۰۰۰	۱۲۰۰۰	۴۰۲۰۰	
	۱۰/۵	۱۶۰۰	۶۵۰۰	۱۷۵۰۰	۴۵۹۰۰**	۹/۵	۵۲۰۰	۱۸۸۰۰	۴۵۹۰۰		
	۱۱	۴۹۰۰	۲۱۴۰۰	۵۳۸۰۰**		۱۰	۱۸۴۰۰				
	۱۱/۵	۱۴۵۰۰	۶۵۰۰۰**								
	۱۲	۴۴۰۰۰									
MR = ۵۵۰ Psi	۹				۲۶۰	۸			۱۳۰	۴۸۰	
	۹/۵			۲۸۰	۱۱۰۰	۸/۵		۲۵۰	۶۲۰	۲۱۰۰	
	۱۰		۳۹۰	۱۱۰۰	۴۰۰۰	۹	۲۸۰	۱۰۰۰	۲۵۰۰	۸۲۰۰	
	۱۰/۵	۳۲۰	۱۴۰۰	۳۶۰۰	۱۳۸۰۰	۹/۵	۱۱۰۰	۳۹۰۰	۹۳۰۰	۳۰۷۰۰	
	۱۱	۱۰۰۰	۴۳۰۰	۱۱۶۰۰	۴۶۶۰۰	۱۰	۳۸۰۰	۱۳۶۰۰	۳۲۹۰۰		
	۱۱/۵	۳۰۰۰	۱۳۱۰۰	۳۷۲۰۰		۱۰/۵	۱۲۴۰۰	۴۶۲۰۰			
	۱۲	۸۲۰۰	۴۰۰۰۰			۱۱	۴۰۴۰۰				

* ترافیک متوسط روزانه کامیون شامل کامیون‌های دومحور چهارچرخ نمی‌شود. بنابراین تعداد کل مجاز کامیون‌ها بیشتر خواهد شد.

** در این حالات، تحلیل فرسایش، طراحی روسازی را کنترل می‌کند. در سایر حالات، تحلیل خستگی، طراحی روسازی را کنترل می‌کند.

جدول پ-۱-۱۶- ب ـ متوسط ترافیک مجاز روزانه کامیون* - گروه ۴ بار محوری - روسازی با درزهای از نوع قفل و بست سنگ‌دانه‌ای

		بدون شانه بتنی یا جدول				با شانه بتنی یا جدول				
	ضخامت دال (in)	مقاومت بستر - زیراساس				ضخامت دال	مقاومت بستر - زیراساس			
		ضعیف	متوسط	خوب	خیلی خوب		ضعیف	متوسط	خوب	خیلی خوب
MR = ۶۵۰ Psi	۸				۲۷۰**	۷			۱۰۰**	۴۰۰**
	۸/۵		۱۲۰**	۳۴۰**	۹۹۰	۷/۵		۲۴۰**	۶۲۰**	۹۱۰
	۹	۱۴۰**	۵۸۰**	۱۱۰۰	۱۵۰۰	۸	۳۳۰**	۷۷۰	۱۱۰۰	۱۷۰۰
	۹/۵	۵۷۰**	۱۲۰۰	۱۶۰۰	۲۳۰۰	۸/۵	۷۲۰	۱۳۰۰	۱۹۰۰	۳۱۰۰
	۱۰	۱۱۰۰	۱۷۰۰	۲۲۰۰	۳۴۰۰	۹	۱۱۰۰	۲۱۰۰	۳۲۰۰	۵۷۰۰
	۱۰/۵	۱۵۰۰	۲۳۰۰	۳۲۰۰	۴۹۰۰	۹/۵	۱۷۰۰	۳۴۰۰	۵۵۰۰	۱۰۲۰۰
	۱۱	۲۰۰۰	۳۳۰۰	۴۵۰۰	۷۲۰۰	۱۰	۲۶۰۰	۵۵۰۰	۹۲۰۰	۱۷۹۰۰
	۱۱/۵	۲۷۰۰	۴۵۰۰	۶۳۰۰	۱۰۴۰۰	۱۰/۵				
	۱۲	۳۶۰۰	۶۱۰۰	۸۸۰۰	۱۴۹۰۰	۱۱	۵۹۰۰	۱۳۶۰۰	۲۴۲۰۰	
	۱۳	۶۳۰۰	۱۱۱۰۰	۱۶۸۰۰		۱۲	۱۲۸۰۰			
	۱۴	۱۰۸۰۰								
MR = ۶۰۰ Psi	۸/۵				۳۰۰**	۷/۵			۱۳۰**	۴۹۰**
	۹		۱۲۰**	۳۴۰**	۱۳۰۰**	۸		۲۷۰**	۶۹۰**	۱۷۰۰
	۹/۵	۱۲۰**	۵۳۰**	۱۴۰۰**	۲۳۰۰	۸/۵	۳۴۰**	۱۳۰۰**	۱۹۰۰	۳۱۰۰
	۱۰	۴۸۰**	۱۷۰۰	۲۲۰۰	۳۴۰۰	۹	۱۱۰۰	۲۱۰۰	۳۲۰۰	۵۷۰۰
	۱۰/۵	۱۵۰۰	۲۳۰۰	۳۲۰۰	۴۹۰۰	۹/۵	۱۷۰۰	۳۴۰۰	۵۵۰۰	۱۰۲۰۰
	۱۱	۲۰۰۰	۳۳۰۰	۴۵۰۰	۷۲۰۰	۱۰	۲۶۰۰	۵۵۰۰	۹۲۰۰	۱۷۹۰۰
	۱۱/۵	۲۷۰۰	۴۵۰۰	۶۳۰۰	۱۰۴۰۰					
	۱۲	۳۶۰۰	۶۱۰۰	۸۸۰۰	۱۴۹۰۰	۱۱	۵۹۰۰	۱۳۶۰۰	۲۴۲۰۰	
	۱۳	۶۳۰۰	۱۱۱۰۰	۱۶۸۰۰		۱۲	۱۲۸۰۰			
	۱۴	۱۰۸۰۰								
MR = ۵۵۰ Psi	۹				۲۶۰**	۸			۱۳۰**	۴۸۰**
	۹/۵			۲۸۰**	۱۱۰۰**	۸/۵		۲۵۰**	۶۲۰**	۲۱۰۰**
	۱۰		۳۹۰**	۱۱۰۰**	۳۴۰۰	۹	۲۸۰**	۱۰۰۰**	۲۵۰۰**	۵۷۰۰
	۱۰/۵	۳۲۰**	۱۴۰۰**	۳۲۰۰	۴۹۰۰	۹/۵	۱۱۰۰**	۳۴۰۰	۵۵۰۰	۱۰۲۰۰
	۱۱	۱۰۰۰**	۳۳۰۰	۴۵۰۰	۷۲۰۰	۱۰	۲۶۰۰	۵۵۰۰	۹۲۰۰	۱۷۹۰۰
	۱۱/۵	۲۷۰۰	۴۵۰۰	۶۳۰۰	۱۰۴۰۰					
	۱۲	۳۶۰۰	۶۱۰۰	۸۸۰۰	۱۴۹۰۰	۱۱	۵۹۰۰	۱۳۶۰۰	۲۴۲۰۰	
	۱۳	۶۳۰۰	۱۱۱۰۰	۱۶۸۰۰		۱۲	۱۲۸۰۰			
	۱۴	۱۰۸۰۰								

* کامیون‌های دو محور چهارچرخ را شامل نمی‌شود. بنابراین تعداد مجاز کل کامیون‌ها بیشتر خواهد شد.

** در این حالات، تحلیل خستگی، طراحی روسازی را کنترل می‌کند. در سایر حالات، تحلیل فرسایش، طراحی روسازی را کنترل می‌کند.

پ-۱-۴-۱- مراحل گام به گام طراحی روسازی بتنی به روش PCA ساده شده

مراحل گام به گام طراحی روسازی بتنی به روش PCA ساده شده به شرح زیر است:

الف- برآورد مقدار متوسط ترافیک روزانه کامیون در دو جهت (ADTT). (تعداد کامیون‌های دو محوره چهار چرخ در نظر گرفته نمی‌شود). در صورتی که تعداد خطوط عبور ۴ یا بیشتر از ۴ باشند، مقدار ADTT باید با استفاده از شکل (پ-۱-۳) تعدیل شود. در جدول (پ-۱-۱۰) مقادیر ADT یا ADTT صرفاً برای نشان‌دادن مقادیر نمونه‌ای ذکر شده و نباید معیار اولیه برای انتخاب گروه بار محوری قرار گیرد. برای انتخاب گروه بار محوری با استفاده از جدول (پ-۱-۱۰) باید روی توضیحات مندرج در جدول مذکور و حداکثر بار محوری مورد انتظار تکیه شود.

ب- انتخاب گروه بار محوری (۱، ۲، ۳ یا ۴).

ج- تعیین ضخامت مناسب برای دال بتنی با استفاده از یکی از جدول‌های (پ-۱-۱۳)، (پ-۱-۱۴)، (پ-۱-۱۵) و (پ-۱-۱۶).

مثال:

بر اساس اطلاعات زیر، ضخامت دال بتنی را به روش PCA ساده شده محاسبه نمایید.

خیابان از نوع شریانی، درزهای روسازی دارای میلگرد انتقال بار، روسازی دارای جدول و جوی کناری، ADT برابر ۶۲۰۰، مجموع کل کامیون‌ها در روز برابر ۱۴۴۰، ADTT برابر ۶۳۰، ضریب گسیختگی بتن ۶۵۰ Psi (۴/۵ Mpa)، زیراساس از نوع مصالح سنگی تثبیت‌نشده به ضخامت ۴ in (۱۰cm) و ضریب عکس‌العمل بستر برابر ۱۵۰ Pci (۴۰/۷ MN/m^3) است.

حل:

بر اساس اطلاعات مندرج در صورت مسئله و با استفاده از جدول (پ-۱-۱۰)، طبقه بار محوری در گروه ۳ قرار می‌گیرد. از جدول (پ-۱-۲) مقدار K برای ترکیب بستر و زیراساس حدوداً ۱۷۰psi (۴۶MN/m^3) به‌دست می‌آید؛ بنابراین بر اساس جدول (پ-۱-۱۲) مقاومت بستر – زیراساس، متوسط ارزیابی می‌گردد. در جدول (پ-۱-۱۵-الف) به ازای ضریب گسیختگی بتن برابر ۶۵۰psi، اگر ضخامت دال بتنی ۷/۵ in (۱۹ cm) فرض شود، به ازای مقاومت بستر- زیراساس متوسط، مقدار ADTT مجاز برابر ۱۲۰۰ و با در نظر گرفتن دال به ضخامت ۷ in (۱۷۸ mm) مقدار ADTT مجاز برابر ۲۲۰ به‌دست می آید. با توجه به اینکه مطابق فرضیات مسئله ADTT پیش‌بینی شده برابر ۶۳۰ است، درنتیجه دال به ضخامت ۷/۵ in (۱۹cm) مناسب خواهد بود.

پ-۱-۵- طراحی روسازی بتنی مسلح پیوسته

در روش PCA طراحی ضخامت روسازی‌های مسلح پیوسته مانند روسازی‌های دارای میلگرد انتقال بار انجام می‌شود. به عبارت دیگر همان مراحلی که در ارتباط با طراحی ضخامت روسازی بتنی دارای میلگرد انتقال بار بیان شد، برای تعیین ضخامت روسازی مسلح پیوسته نیز در نظر گرفته می‌شود.

پ-۱-۶- طراحی روسازی بتنی دارای لایه بتن مگر[۳۰]

در طراحی روسازی بتنی مرکب به روش PCA، صرفاً حالت استفاده از بتن مگر (به‌عنوان زیراساس) در زیر رویه بتنی ارائه شده است. از آنجا که مقاومت بتن مگر از مقاومت مصالح زیراساس متداول، بیشتر است و از طرفی مصالحی غیرقابل فرسایش در نظر گرفته می‌شود، بنابراین، به دلیل نقش سازه‌ای که در ساختار روسازی ایفا می‌کند، می‌تواند منجر به کاهش ضخامت روسازی شود. برای تحلیل روسازی بتنی ترکیبی (دال بتنی روی بتن مگر) نمی‌توان از تئوری دولایه‌ای رایج استفاده کرد و لازم است در این ارتباط تمهیدات لازم در نظر گرفته شود. از جمله راهکارها در این ارتباط، استفاده

30- Lean concrete

از نرم‌افزاری مبتنی بر اجزای محدود برای تحلیل دولایه بتنی چسبیده[31] یا جدا از یکدیگر[32] است. اگر لایه بتنی زیرین، بتن مگری باشد که رویه بتنی معمولی روی آن قرار گرفته باشد، در این حالت لایه‌ها را می‌توان جدا از یکدیگر (نچسبیده به یکدیگر) و اگر دو لایه بتنی (بتن مگر و رویه بتنی) به‌صورت یکپارچه ساخته شوند به‌نحوی که درزهای تعبیه شده دارای عمق کافی برای وقوع ترک در دو لایه باشد، حالت دو لایه بتنی چسبیده در نظر گرفته می‌شود. معمولاً عرض لایه بتن مگر حداقل ۶۰ سانتی‌متر بیشتر از عرض روسازی در هر طرف اجرا می‌شود. با این کار علاوه بر فراهم شدن مسیری برای عبور فینیشر بتن با قالب لغزنده، مزیت سازه‌ای نیز برای بارهای وارده بر لبه روسازی ایجاد می‌شود. با این‌حال در جهت حفظ حاشیه اطمینان، در تحلیل روسازی گفته‌شده به روش المان محدود، عرض لایه‌ها برابر در نظر گرفته شده‌اند. شکل (پ-۱-۱۰) نمودار مربوط به طراحی روسازی بتنی مرکب در حالتی که رویه بتنی روی بتن مگر قرار گرفته و شکل (پ-۱-۱۱) مربوط به حالتی است که دو لایه بتنی مذکور به‌صورت یکپارچه اجرا شده باشند. ذکر این نکته لازم است که اجرای بتن مگر و رویه بتنی معمولاً در دو مرحله انجام می‌شود. برای استفاده از این نمودارها ابتدا روسازی برای حالت معمولی (بدون لایه بتن مگر) و بر اساس فرآیندی که قبلاً بیان شد طراحی می‌شود، سپس با در نظر گرفتن ضخامتی برای لایه بتن مگر و متناسب با ضریب گسیختگی دولایه بتنی (بتن مگر و رویه بتنی)، مقدار ضخامت رویه بتنی از نمودارها به‌دست می‌آید.

معمولاً در کارهای اجرایی ضخامت لایه بتن مگر، تقریباً نصف ضخامت رویه بتنی در نظر گرفته می‌شود. مثلاً ضخامت رویه بتنی برابر ۹ اینچ (۲۲۹ میلیمتر) و ضخامت بتن مگر برابر ۴ یا ۵ اینچ (۱۰۲ یا ۱۲۷ میلیمتر) در نظر گرفته می‌شود. استفاده از نمودارهای مندرج در شکل‌های (پ-۱-۱۰) و (پ-۱-۱۱) این اطمینان را می‌دهد که احتمال خرابی خستگی و فرسایش دو لایه بتنی (بتن مگر و رویه بتنی) از مقادیر متناظر در رویه بتنی معمولی (بدون بتن مگر) بیشتر نشود. مقاومت خمشی (ضریب گسختگی) بتن مگری که به‌عنوان زیراساس استفاده می‌شود معمولاً بین ۱۵۰ psi تا ۲۰۰ psi (۱۰kg/cm^2 تا ۱۴ kg/cm^2) (متناظر با مقاومت فشاری ۷۵۰ psi تا ۱۲۰۰ psi (۵۲/۵kg/cm^2 تا ۸۴ kg/cm^2)) در نظر گرفته می‌شود. این مقادیرِ کمِ ضریب گسیختگی برای حداقل نمودن بروز ترک‌های انعکاسی از زیراساس بدون درز به سمت رویه بتنی است. برخلاف روال معمول در کارهای اجرایی اگر در زیراساس (بتن مگر) در همان محل-های که در رویه بتنی درز وجود دارد، درزهایی تعبیه شود می‌توان از بتن مگر با ضریب گسیختگی بیشتر استفاده کرد.

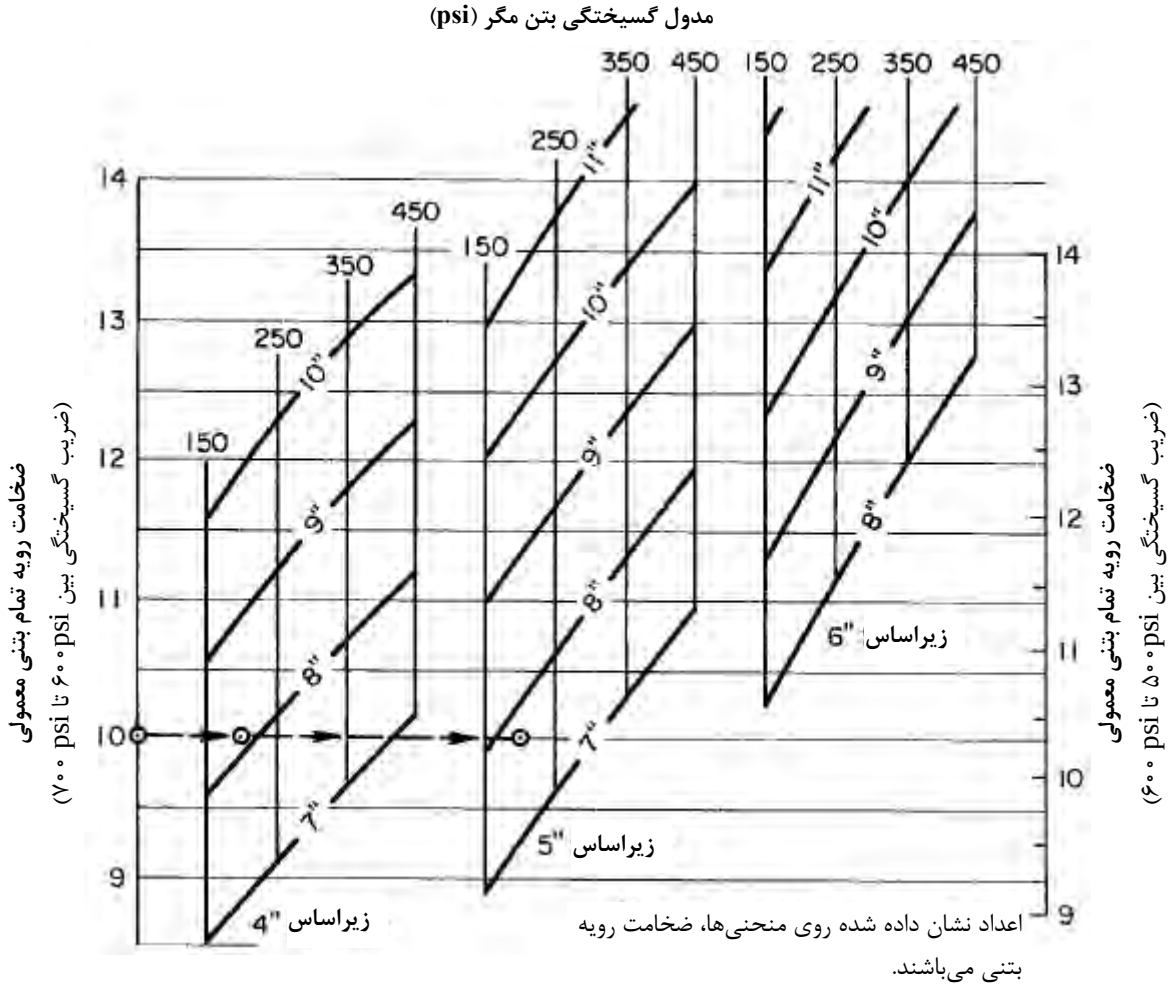
مثال:

ضخامت رویه بتنی در شرایط ترافیکی معینی برابر ۱۰ اینچ (۲۵۴ میلی‌متر) محاسبه شده است. اگر در ساختار این روسازی از یک لایه بتن مگر با ضریب گسیختگی ۲۰۰psi (۱/۴MPa) و ضخامت ۵ اینچ (۱۲۷ میلیمتر) استفاده شود، ضخامت رویه بتنی لازم را محاسبه نمایید. فرض می‌شود ضریب گسیختگی بتن رویه برابر ۶۵۰psi (۴/۵ MPa) باشد.

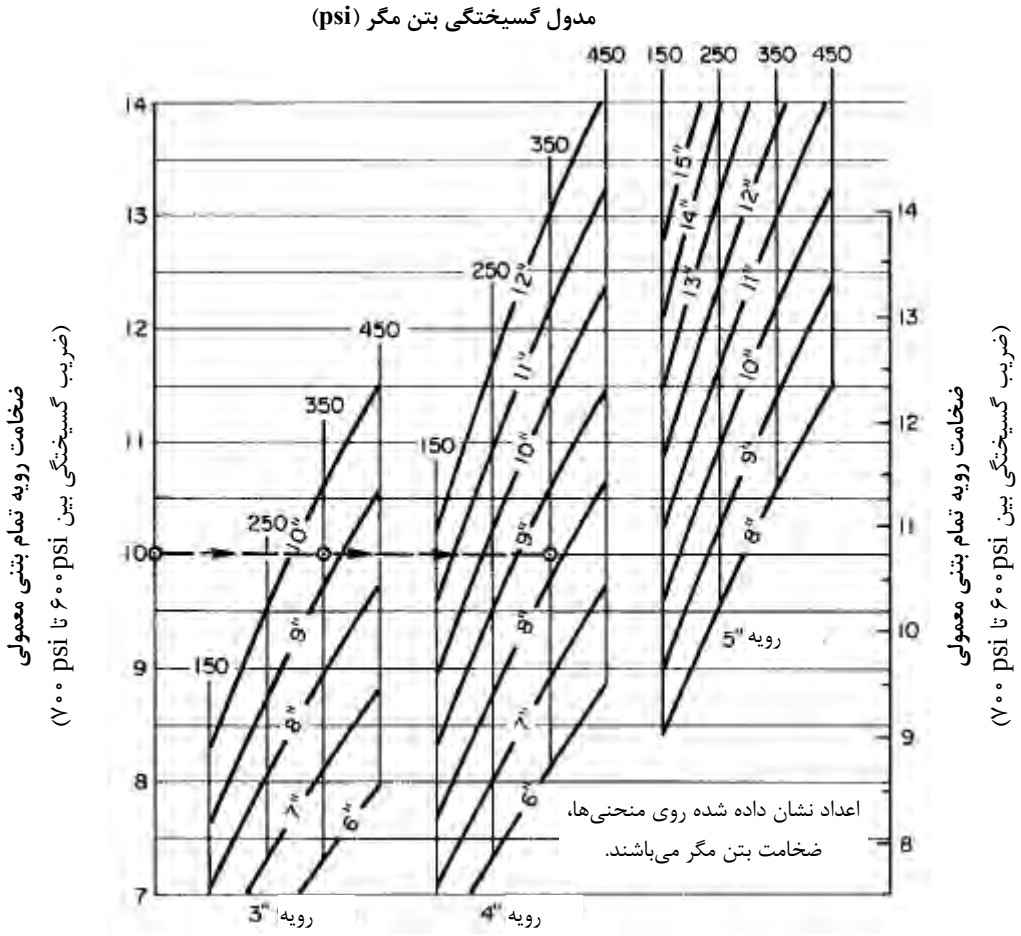
31- Bonded
32- Unbonded

حل:

با استفاده از نمودار مندرج در شکل (پ-۱-۱۰)، ابتدا از عدد مربوط به ضخامت رویه بتنی (۱۰ اینچ) خطی افقی رسم می‌شود تا دسته منحنی مربوط به ضخامت زیراساس بتن مگر برابر ۵ اینچ را قطع نماید. همچنین در محدوده منحنی‌های مربوط به ضخامت زیراساس برابر ۵ اینچ، از عدد متناظر با ضریب گسختگی بتن مگر (۲۰۰psi) خطی عمودی رسم می‌شود. تقاطع این خط با خط افقی مرحله قبل، ضخامت رویه بتنی لازم را نشان می‌دهد که برای این مثال عدد ۷/۷ اینچ (۱۹۶ میلی‌متر) به‌دست می‌آید.



شکل پ-۱-۱۰- نمودار طراحی روسازی بتنی مرکب (رویه بتنی و زیراساس بتن مگر)



شکل پ-۱-۱۱- - نمودار طراحی روسازی بتنی مرکب (رویه بتنی و زیراساس بتن مگر به‌صورت یک‌پارچه)

(۱psi=۰/۰۷ kg/cm²)

پ-۱-۷- طراحی میلگرهای انتقال بار به روش PCA

در روش PCA (۱۹۷۵) برای تعیین قطر و طول میلگرد انتقال بار جدول (پ-۱-۱۷) پیشنهاد شده است. همان‌طور که در این جدول مشاهده می‌شود قطر میلگرد انتقال بار $\frac{۱}{۸}$ ضخامت دال در نظر گرفته شده است. البته در راهنمای PCA (۱۹۹۱) توصیه شده است در صورتی‌که ضخامت رویه بتنی کمتر از ۱۰ اینچ (۲۵۴ میلی‌متر) باشد، از میلگردهای انتقال بار به قطر ۱/۲۵ اینچ (۳۲ میلی‌متر) و اگر ضخامت رویه بتنی ۱۰ اینچ (۲۵۴ میلیمتر) یا بیشتر باشد، از میلگردهای انتقال بار به قطر ۱/۵ اینچ (۳۸ میلی‌متر) استفاده شود. همچنین توصیه شده است که طول میلگرد انتقال بار حداقل ۱۴ اینچ (۳۶ سانتی‌متر) باشد.

جدول پ-۱-۱۷- قطر و طول میلگرد انتقال بار بر اساس توصیه PCA

ضخامت دال اینچ (میلی‌متر)	قطر میلگرد انتقال بار اینچ (میلی‌متر)	طول میلگرد انتقال بار اینچ (میلی‌متر)
۵ (۱۲۷)	$\frac{۵}{۸}$ (۱۶)	۱۲ (۳۰۵)
۶ (۱۵۲)	$\frac{۳}{۴}$ (۱۹)	۱۴ (۳۵۶)
۷ (۱۷۸)	$\frac{۷}{۸}$ (۲۲)	۱۴ (۳۵۶)
۸ (۲۰۳)	۱ (۲۵)	۱۴ (۳۵۶)
۹ (۲۲۹)	$۱\frac{۱}{۸}$ (۲۹)	۱۶ (۴۰۶)
۱۰ (۲۵۴)	$۱\frac{۱}{۴}$ (۳۲)	۱۸ (۴۵۷)
۱۱ (۲۷۹)	$۱\frac{۳}{۸}$ (۳۵)	۱۸ (۴۵۷)
۱۲ (۳۰۵)	$۱\frac{۱}{۲}$ (۳۸)	۲۰ (۵۰۸)

پیوست ۲

نمونه طرح مخلوط بتن روسازی بتنی به روش ACI و روش ملی

پ-۲-۱- نمونه طرح مخلوط بتن روسازی بتنی به روش ACI-211

مثال:

با توجه به مشخصات ارائه شده در زیر و با فرض این‌که شن و ماسه در حالت SSD باشد، طرح مخلوط بتن روسازی بتنی را بر اساس آیین نامه ACI تعیین نمایید:

مقاومت فشاری ۲۸ روزه $25\ N/mm^2$، اسلامپ ۵۰mm، نسبت آب به سیمان حداکثر ۰/۵، عیار سیمان حداقل $335\ kg/m^3$، ضریب (مدول) نرمی ۲/۶، سیمان معمولی پرتلند (تیپ ۱)، بتن بدون هوا (در شرایط عادی)، حداکثر اندازه اسمی سنگ‌دانه‌ها ۴۰ میلی‌متر، وزن مخصوص ظاهری شن ۲/۶۸، وزن مخصوص ظاهری ماسه ۲/۶۴، دانسیته ماسه $2580 kg/m^3$، دانسیته شن $1600\ kg/m^3$ (میله خورده) و رطوبت سنگ‌دانه‌های درشت (شن) و ریز (ماسه) به ترتیب ۲ و ۶ درصد است. همچنین رطوبت حالت اشباع با سطح خشک شن ۰/۵ درصد و رطوبت حالت اشباع با سطح خشک ماسه ۰/۷ درصد است.

حل:

گام اول: انتخاب اسلامپ

به‌طور کلی با توجه به میزان کارایی مورد نظر، مقدار اسلامپ بتن با یک قضاوت منطقی توسط مهندس طراح تعیین می‌شود. آیین‌نامه ACI مقدار اسلامپ بتن برای روسازی‌های بتنی را ۲۵ تا ۷۵ میلی‌متر (۱ تا ۳ اینچ) و راهنمای مشخصات راهسازی آشتو این مقدار را ۱۰ تا ۷۵ میلی‌متر پیشنهاد می‌کند.

با توجه به اینکه در این مثال مقدار اسلامپ برابر ۵۰ میلی‌متر فرض شده است؛ بنابراین در این مرحله نیاز به اقدام خاصی نیست.

گام دوم: انتخاب حداکثر اندازه اسمی سنگ‌دانه‌ها

حداکثر اندازه اسمی عبارت است از اندازه الکی که حداکثر ۱۰ درصد وزنی سنگ‌دانه روی آن باقی بماند. حداکثر اندازه اسمی سنگ‌دانه‌ها معمولاً از مصالح موجود در کارگاه قابل تعیین است. اگرچه محدودیت‌هایی نیز در این زمینه وجود دارد. به‌عنوان مثال بزرگ‌ترین اندازه اسمی سنگ‌دانه‌های درشت استفاده شده در رویه بتنی نباید از هیچ یک از مقادیر یک سوم ضخامت دال، سه چهارم حداقل فاصله آزاد بین میلگردها، سه چهارم پوشش بتن روی میلگردها، ۳۷/۵ میلی‌متر در بتن آرمه و ۶۳ میلی‌متر در بتن غیر مسلح بیشتر باشد.

با توجه به اطلاعات داده شده در این مثال، حداکثر اندازه اسمی سنگ‌دانه‌ها برابر ۴۰ میلی‌متر است.

گام سوم: تخمین مقدار آب لازم و میزان هوای ایجاد شده در بتن

در جدول (پ-۲-۱) مقدار آب مورد نیاز و هوای ایجادشده در بتن بر حسب اسلامپ و حداکثر اندازه اسمی سنگ-دانه‌ها ارایه شده است (با توجه به اینکه آیین‌نامه ACI مقدار اسلامپ بتن برای روسازی‌های بتنی را ۲۵ تا ۷۵ میلی‌متر (۱ تا ۳ اینچ) پیشنهاد می‌کند؛ بنابراین در جدول (پ-۲-۱) اعداد متناظر با این حدود اسلامپ درج شده است).

جدول پ-۲-۱- مقدار تقریبی آب بر حسب kg/m^3 بر اساس حداکثر اندازه اسمی سنگ‌دانه‌ها

اسلامپ (میلی‌متر)		حداکثر اندازه اسمی سنگ‌دانه‌ها (میلی‌متر)						
		۹/۵	۱۲/۵	۱۹	۲۵	۳۷/۵	۵۰	۷۵
بتن بدون حباب هوا								
۲۵-۵۰		۲۰۷	۱۹۹	۱۹۰	۱۷۹	۱۶۶	۱۵۴	۱۳۰
۷۵-۱۰۰		۲۲۸	۲۱۶	۲۰۵	۱۹۳	۱۸۱	۱۶۹	۱۴۵
درصد تقریبی هوای غیرعمدی[۳۳] در بتن بدون حباب هوا		۳	۲/۵	۲	۱/۵	۱	۰/۵	۰/۳
بتن هوادار								
۲۵-۵۰		۱۸۱	۱۷۵	۱۶۸	۱۶۰	۱۵۰	۱۴۲	۱۲۲
۷۵-۱۰۰		۲۰۲	۱۹۳	۱۸۴	۱۷۵	۱۶۵	۱۵۷	۱۳۳
مقدار متوسط درصد هوای پیشنهادی بر اساس شرایط محیطی	عادی	۴/۵	۴	۳/۵	۳	۲/۵	۲	۱/۵
	متوسط	۶	۵/۵	۵	۴/۵	۴/۵	۴	۳/۵
	شدید	۷/۵	۷	۶	۶	۵/۵	۵	۴/۵

با توجه به اینکه در این مثال شرایط محیطی نامناسبی پیش‌بینی نشده است؛ بنابراین می‌توان از بتن بدون هوا استفاده کرد. با استفاده از جدول (پ-۲-۱) و با در نظر گرفتن مقدار اسلامپ (۵۰ میلی‌متر) و حداکثر اندازه اسمی سنگ‌دانه (۴۰ میلی‌متر)، مقدار آب لازم با درون‌یابی محاسبه می‌شود.

$$W = 166 - \frac{40-37.5}{50-37.5}(166-154) = 164\ Kg/m^3$$

بر اساس جدول گفته شده، درصد تقریبی هوای ناخواسته (غیر عمدی) در بتن بدون حباب هوا برابر ۱ درصد در نظرگرفته می‌شود (A=%1).

گام چهارم: انتخاب نسبت آب به سیمان (W/C)

نسبت آب به سیمان مهم‌ترین عامل در مقاومت بتن است. مقدار نسبت وزنی آب به سیمان را می‌توان از جدول (پ-۲-۲) تخمین زد. اعداد این جدول برای حالتی تنظیم شده که درصد هوا (ناخواسته) در بتن بدون هوا از ۲ درصد و برای بتن هوادار از ۶ درصد تجاوز نکند (در غیر این صورت ممکن است با نسبت آب به سیمان انتخاب شده، مقاومت مورد نظر به‌دست نیاید). نسبت‌های ارائه شده در جدول گفته شده، با فرض حداکثر اندازه اسمی سنگدانه‌ها برابر ۱۹ تا

33- Entrapped air

۲۵ میلی‌متر است. برای سنگدانه‌های با حداکثر اندازه اسمی کوچکتر، این نسبت‌ها افزایش می‌یابد. همان‌طور که در این جدول مشاهده می‌شود هرچه مقاومت بالاتری مد نظر باشد، باید از نسبت آب به سیمان کمتری استفاده شود.

از طرفی آیین‌نامه ACI برای سازه‌های بتنی مانند دال‌های روسازی بتنی که به‌طور پیوسته یا متناوب مرطوب هستند و تحت اثر سیکل‌های یخ‌زدن و آب‌شدن قرار دارند (در این حالت باید از بتن هوادار استفاده شود) حداکثر نسبت آب به سیمان را برابر ۰/۵ و برای سازه‌هایی که در معرض آب دریا و یا سولفات‌ها هستند، حداکثر نسبت آب به سیمان را برابر ۰/۴۵ توصیه نموده است. در حالت اخیر اگر از بتن ضد سولفات نوع II یا نوع V استفاده شود، می‌توان مقادیر مجاز آب به سیمان را به میزان ۰/۰۵ افزایش داد.

راهنمای مشخصات راهسازی آشتو، حداکثر نسبت آب به سیمان برای روسازی بتنی را در حالتی که بتن بدون حباب هوا باشد برابر ۰/۵۳ و در صورتی که بتن هوادار باشد، حداکثر برابر ۰/۴۹ توصیه می‌کند. همچنین بر اساس مفاد مندرج در راهنمای مشخصات راهسازی آشتو، حداقل مقاومت فشاری بتن برای روسازی بتنی برابر ۲۵ مگاپاسکال است.

جدول پ-۲-۲- رابطه بین نسبت آب به سیمان و مقاومت فشاری بتن

مقاومت فشاری متوسط ۲۸ روزه (مگاپاسکال)	نسبت وزنی آب به سیمان	
	بتن بدون حباب هوا	بتن هوادار
۴۰	۰/۴۲	-
۳۵	۰/۴۷	۰/۳۹
۳۰	۰/۵۴	۰/۴۵
۲۵	۰/۶۱	۰/۵۲
۲۰	۰/۶۹	۰/۶۰
۱۵	۰/۷۹	۰/۷۰

تعین مقاومت فشاری متوسط لازمی که به‌عنوان مبنای تعیین نسبت‌های اختلاط بتن به‌کار می‌رود باید با توجه به انحراف استاندارد نتایج آزمایش‌های قبلی، معادل مقدار بزرگ‌تر از بین دو مقدار به‌دست آمده از روابط (پ-۲-۱) و (پ-۲-۲) باشد.

$$f_{cm} = f_c + 1.34\ s + 1.5 \qquad (پ-۲-۱)$$

$$f_{cm} = f_c + 2.33\ s - 4.0 \qquad (پ-۲-۲)$$

که در آن f_{cm} مقاومت فشاری متوسط نمونه استوانه‌ای بتن بر حسب مگاپاسکال، f_c مقاومت فشاری مشخصه بتن بر حسب مگاپاسکال، s انحراف معیار (استاندارد) مقاومت فشاری ۳۰ نمونه استوانه‌ای (متوالی) بر حسب مگاپاسکال است. چنانچه تعداد آزمایش‌های مقاومت فشاری کمتر از ۳۰ عدد باشد، می‌توان با ضرب کردن انحراف استاندارد این نتایج در ضریب اصلاح مندرج در جدول (پ-۲-۳)، انحراف استاندارد اصلاح شده را محاسبه کرد.

جدول پ-۲-۳- ضریب اصلاح برای انحراف استاندارد

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

* برای تعداد آزمایش‌های بین مقادیر داده شده، از درون‌یابی خطی استفاده می‌شود.

در مواردی که در کارگاه پرونده آزمایش‌های مقاومت برای تعیین انحراف استاندارد به تعداد کافی موجود نباشد، برای تعیین مقاومت فشاری متوسط لازم از جدول (پ-۲-۴) استفاده می‌شود.

جدول پ-۲-۴- مقاومت فشاری متوسط لازم در حالتی که نتایج برای تعیین انحراف استاندارد در دسترس نباشند

مقاومت فشاری مشخصه (مگاپاسکال)	مقاومت فشاری متوسط لازم (مگاپاسکال)
$21<f_c\leq35$	$f_{cm}=f_c+8.3$
$f_c>35$	$f_{cm}=1.1f_c+5$

با استفاده از جدول (پ-۲-۲) و به ازای مقاومت فشاری ۲۵ مگاپاسکال و برای بتن بدون هوا، مقدار نسبت آب به سیمان برابر ۰/۶۱ به‌دست می‌آید ولی با توجه به اینکه صورت مثال، حداکثر نسبت آب به سیمان را برابر ۰/۵ ضروری دانسته، در نتیجه نسبت آب به سیمان ۰/۵ در نظر گرفته می‌شود.

گام پنجم: محاسبه مقدار سیمان (C)

با تقسیم نتیجه گام سوم (وزن آب بر حسب کیلوگرم در واحد حجم بتن) بر نتیجه گام چهارم (نسبت آب به سیمان)، مقدار سیمان برحسب کیلوگرم در واحد حجم بتن به‌دست می‌آید. در راهنمای مشخصات راهسازی آشتو، حداقل مقدار سیمان برای بتن بدون حباب هوا و بتن هوادار به ترتیب ۳۳۵ و ۳۵۵ کیلوگرم در یک متر مکعب بتن پیشنهاد شده است.

$$C=\frac{w}{w/c}=\frac{164}{0.50}=328\ \ Kg/m^3$$

با توجه به اینکه در صورت مثال، حداقل مقدار سیمان را ۳۳۵ کیلوگرم برای یک متر مکعب بتن ضروری دانسته؛ بنابراین مقدار سیمان برابر ۳۳۵ کیلوگرم برای یک متر مکعب بتن در نظر گرفته می‌شود.

گام ششم: تخمین مقدار سنگ‌دانه‌های درشت (شن)

حجم سنگ‌دانه درشت به‌صورت خشک و میله خورده در واحد حجم بتن را می‌توان با استفاده از جدول (پ-۲-۵) و بر اساس حداکثر اندازه اسمی سنگ‌دانه‌ها و ضریب نرمی ماسه، تعیین کرد. از ضرب عدد به‌دست آمده در این قسمت، در دانسیته ظاهری شن به‌صورت خشک و میله خورده، وزن شن در واحد حجم بتن (مثلاً برحسب کیلوگرم

بر متر مکعب) به‌دست می‌آید. دانسیته ظاهری شن خشک و میله خورده، معمولاً ۱۶۰۰ تا ۱۸۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب است.

در صورت کاربرد بتن در محلی که نیاز به کارایی بیشتری است (مانند بتن‌ریزی با پمپ یا مواردی که آرماتوربندی انبوه و متراکم باشد)، می‌توان اعداد جدول گفته شده را تا ۱۰ درصد کاهش داد تا مخلوط روان‌تری به‌دست آید. همچنین در مواردی که به کارایی کمتری نیاز باشد (مانند بتن‌ریزی در رویه‌های بتنی) می‌توان اعداد جدول را تا ۱۰ درصد افزایش داد تا بدین ترتیب مقدار شن، افزایش یافته و متناسب با آن مقدار ماسه کاهش یابد و بتن توپرتر و با کارآیی کمتری حاصل شود.

جدول پ-۲-۵- حجم سنگ‌دانه درشت در واحد حجم بتن

حداکثر اندازه اسمی درشت‌دانه (میلی‌متر)	حجم درشت‌دانه در واحد حجم بتن بر اساس مقادیر مختلف ضریب نرمی ماسه			
	۲/۴	۲/۶	۲/۸	۳
۹/۵	۰/۵۰	۰/۴۸	۰/۴۶	۰/۴۴
۱۲/۵	۰/۵۹	۰/۵۷	۰/۵۵	۰/۵۳
۱۹	۰/۶۶	۰/۶۴	۰/۶۲	۰/۶
۲۵	۰/۷۱	۰/۶۹	۰/۶۷	۰/۶۵
۳۷/۵	۰/۷۵	۰/۷۳	۰/۷۱	۰/۶۹
۵۰	۰/۷۸	۰/۷۶	۰/۷۴	۰/۷۲
۷۵	۰/۸۲	۰/۸	۰/۷۸	۰/۷۶

در این مثال، حداکثر اندازه اسمی سنگ‌دانه‌ها برابر ۴۰ میلی‌متر و ضریب نرمی ماسه برابر ۲/۶ است، در نتیجه:

حجم ظاهری شن در واحد حجم بتن $= 0.73 + \frac{40-37.5}{50-37.5}(0.76-0.73) = 0.74$

وزن شن خشک $CA = 1600 \times 0.74 = 1184\ Kg/m^3$

گام هفتم: تعیین مقدار سنگ‌دانه‌های ریز (ماسه)

برای تعیین مقدار سنگ‌دانه ریز (ماسه) در بتن از دو روش وزنی و حجمی می‌توان استفاده کرد:

الف: روش وزنی

در این روش با تعیین دانسیته بتن بر حسب کیلوگرم بر متر مکعب و معلوم بودن وزن آب، سیمان و شن بر حسب کیلوگرم، وزن ماسه مورد نیاز بر حسب کیلوگرم در یک متر مکعب بتن تعیین می شود (رابطه پ-۲-۳).

$$S=U-G-W-C \qquad (پ-۲-۳)$$

که در آن C، W و G به ترتیب وزن سیمان، آب و شن در یک متر مکعب بتن هستند که در مراحل قبلی مشخص شدند و U دانسیته بتن تازه[۳۴] برحسب کیلوگرم بر متر مکعب است.

برای تعیین دانسیته بتن تازه از تجارب آزمایشگاهی استفاده می‌شود. در صورتی که چنین تجربه‌ای وجود نداشته باشد می‌توان برای تخمین مقدماتی از جدول (پ-۲-۶) استفاده کرد.

جدول پ-۲-۶- تخمین اولیه برای دانسیته بتن تازه

حداکثر اندازه اسمی سنگ‌دانه (میلی‌متر)	تخمین اولیه برای دانسیته بتن تازه (کیلوگرم بر متر مکعب)	
	بتن بدون حباب هوا	بتن هوادار
۹/۵	۲۲۸۰	۲۲۰۰
۱۲/۵	۲۳۱۰	۲۲۳۰
۱۹	۲۳۴۵	۲۲۷۵
۲۵	۲۳۸۰	۲۲۹۰
۳۷/۵	۲۴۱۰	۲۳۵۰
۵۰	۲۴۴۵	۲۳۴۵
۷۵	۲۴۹۰	۲۴۰۵

با توجه به اینکه اعداد این جدول برای حالت خاصی از وضعیت بتن تنظیم شده (برای بتن‌های با عیار ۳۳۰ کیلوگرم و با وزن مخصوص ۲/۷ و مقدار اسلامپ ۷۵ تا ۱۰۰ میلی‌متر)، در بیشتر موارد دقیق نبوده و استفاده از آن برای یک طرح مقدماتی و فاقد اهمیت توصیه می‌شود؛ بنابراین در مواردی که تجربه لازم در پیش‌بینی دانسیته بتن تازه موجود نباشد، بهتر است از رابطه (پ-۲-۴) استفاده شود.

$$U = 10G_a(100 - A) + C(1 - \frac{G_a}{G_c}) + W(G_a - 1) \qquad (\text{پ-۲-۴})$$

که در آن U دانسیته بتن تازه، G_a وزن مخصوص ظاهری متوسط سنگ‌دانه درشت و ریز با سطح خشک (SSD)، G_c وزن مخصوص سیمان (معمولاً ۳/۱۵)، A درصد هوای موجود در بتن، C مقدار سیمان (کیلوگرم) در یک متر مکعب بتن و W مقدار آب (کیلوگرم) در یک متر مکعب بتن است.

وزن مخصوص ظاهری متوسط سنگ‌دانه درشت و ریز با سطح خشک (SSD) را می‌توان از رابطه (پ-۲-۵) محاسبه کرد.

$$G_a = \frac{1}{2}(G_{CA} + G_{FA}) \qquad (\text{پ-۲-۵})$$

که در آن G_{CA} و G_{FA} به ترتیب وزن مخصوص ظاهری سنگ‌دانه درشت و ریز در حالت با سطح خشک (SSD) است.

ب- روش حجمی (حجم مطلق)

34- Fresh concrete

اساس این روش بر آن است که مجموع حجم اجزای تشکیل‌دهنده بتن برابر با واحد (یک متر مکعب) شود. بنـابراین، با استفاده از رابطه‌های (پ-۲-۶) یا (پ-۲-۷) مستقیماً وزن ماسه بر حسـب کیلـوگرم در یـک متـر مربـع بـتن تعیـین می‌شود.

$$V_{FA} = 1 - V_{CA} - V_C - V_W - \frac{A}{100} \qquad \text{(پ-۲-۶)}$$

که در آن V_{FA}، V_{CA}، V_C و V_W به ترتیب حجم ریزدانه، درشت‌دانه، سیمان و آب در یک متر مکعب بتن و A درصـد هوای موجود در بتن است.

$$FA = 10G_{FA}(100 - A) - G_{FA}(\frac{CA}{G_{CA}} + \frac{C}{G_C} + W) \qquad \text{(پ-۲-۷)}$$

که در آن FA و CA به ترتیب وزن ریزدانه (ماسه) و درشت‌دانه (شن) برحسب کیلوگرم در یک متـر مکعـب از بـتن است. سایر پارامترها قبلاً معرفی شده‌اند.

در این مثال اگر روش وزنی مد نظر قرار گیرد، خواهیم داشت:

وزن مخصوص شن= ۲/۶۸ = G_{CA}

وزن مخصوص ماسه= ۲/۶۴ =G_{FA}

وزن مخصوص متوسط سنگ‌دانه‌ها (G_a): $G_a = \frac{1}{2}(G_{CA}+G_{FA}) = 0.5(2.68+2.64) = 2.66$

$$U = 10\,G_a(100 - A) + C(1 - \frac{G_a}{G_c}) - W(G_a - 1)$$

$$U = 10 \times 2.66(100 - 1) + 335(1 - \frac{2.66}{3.15}) - 164(2.66 - 1) = 2413 Kg/m^3$$

FA=U-CA-W-C

FA= 2413-1184-164-335= 730 kg/m^3

که U، CA، W و C به ترتیب دانسیته بتن تازه، وزن شن، وزن آب و وزن سیمان در یک متر مکعب بتن هستند.

و اگر روش حجمی استفاده شود:

$$FA = 10G_{FA}(100 - A) - G_{FA}(\frac{CA}{G_{CA}} + \frac{C}{G_C} + W)$$

$$FA = 10 \times 2.64(100 - 1) - 2.64(\frac{1184}{2.68} + \frac{335}{3.15} + 164) = 733 kg/m^3$$

گام هشتم: تصحیح مقدار آب به دلیل وجود رطوبت در سنگ‌دانه‌ها

با توجه به اینکه در مراحل قبلی فرض بر این بوده است که سنگ‌دانه‌هـا در حالـت اشـباع بـا سـطح خشـک (SSD) هستند؛ بنابراین نه آبی از مخلوط جذب کرده و نه آبی به آن اضافه می‌کننـد. از آنجـا کـه معمـولاً در شـرایط کارگـاهی سنگ‌دانه‌ها یا رطوبتی کمتر از حالت SSD دارند (سنگ‌دانه‌های خشک) و یارطوبتی بیش از آن دارند (سـنگ‌دانـه‌هـای

خیس)؛ بنابراین لازم است تصحیحات مناسب در وزن شن، ماسه و نیز مقدار آب انجام شود. برای این منظور از رابطه‌های (پ-۲-۸)، (پ-۲-۹) و (پ-۲-۱۰) استفاده می‌شود.

$$CA_W = CA(1 + w_{CA})$$ (پ-۲-۸)

$$FA_W = FA(1 + w_{FA})$$ (پ-۲-۹)

$$W_{corrected} = W - CA(w_{CA} - w_{SSD,CA}) - FA(w_{FA} - w_{SSD,FA})$$ (پ-۲-۱۰)

در این رابطه‌ها، CA_W و FA_W به ترتیب وزن شن و ماسه درحالت مرطوب، w_{CA} و w_{FA} به ترتیب درصد رطوبت طبیعی شن و ماسه، $w_{SSD,CA}$ و $w_{SSD,FA}$ به ترتیب رطوبت حالت اشباع با سطح خشک شن و ماسه است.

در نتیجه برای مثال حاضر خواهیم داشت:

$$CA_W = CA\left(1 + W_{CA}\right) = 1184\left(1 + 0.02\right) = 1208 \ \ kg/m^3$$

$$FA_W = FA\left(1 + W_{FA}\right) = 730\left(1 + 0.06\right) = 774 \ \ kg/m^3$$

تصحیح مقدار آب:

$$W_{corrected} = W - CA(w_{CA} - w_{SSD,CA}) - FA(w_{FA} - w_{SSD,FA})$$

$$W_{corrected} = 164 - 1184(0.02 - 0.005) - 730(0.06 - 0.007) = 108 \ \ kg/m^3$$

بنابراین، مقادیر طرح مخلوط در دو حالت اشباع با سطح خشک و اصلاح شده به‌صورت زیر است:

مصالح	در حالت SSD	اصلاح شده
سیمان (kg/m^3)	۳۳۵	۳۳۵
آب (kg/m^3)	۱۶۴	۱۰۸
شن (kg/m^3)	۱۱۸۴	۱۲۰۸
ماسه (kg/m^3)	۷۳۰	۷۷۴

گام نهم: ساخت نمونه آزمایشی

در این مرحله یک نمونه کوچک آزمایشگاهی (مثلا ۲۰ لیتری) با استفاده از نتایج به‌دست آمده در مراحل قبلی ساخته می‌شود. روی نمونه ساخته‌شده آزمایش‌های زیر انجام می‌شود:

الف- آزمایش اسلامپ

اسلامپ بتن ساخته شده اندازه‌گیری می‌شود. معمولاً این اسلامپ با اسلامپ مورد نظر مطابقت ندارد. برای اصلاح اسلامپ، به ازای هر ۱ سانتی‌متر اختلاف اسلامپ نمونه موردنظر، در طرح بعدی مقدار آب لازم در مخلوط به میزان ۲ کیلوگرم بر متر مکعب بتن و در جهت مناسب اصلاح می‌شود (اگر اسلامپ نمونه کمتر از اسلامپ مورد نظر باشد، در طرح بعدی باید تصحیح مقدار آب به‌صورت افزایشی اعمال شود و برعکس).

ب- آزمایش دانسیته

حجم مشخصی از نمونه ساخته شده، انتخاب شده و پس از ویبره کردن آن، با تقسیم وزن بر حجم، دانسیته بتن تازه اندازه‌گیری می‌شود. این عدد به‌عنوان بهترین تجربه برای دانسیته بتن تازه درعملیات بعدی به‌کار گرفته می‌شود.

ج- آزمایش تعیین درصد هوا

انجام این آزمایش برای بتن هوادار الزامی بوده ولی در بتن بدون هوا، ضرورتی ندارد. در این آزمایش با روش‌های آزمایشگاهی متداول، درصد هوا در نمونه ساخته شده، اندازه‌گیری می‌شود. در صورت اختلاف درصد هوای نمونه با درصد هوای مورد نظر، اصلاحات زیر اعمال می‌شود:

۱- درصد مواد افزودنی (مضاف) تغییر داده شود.

۲- به ازای هر ۱ درصد اختلاف بین درصد هوای نمونه با درصد هوای مورد نظر، در طرح بعدی مقدار آب لازم در مخلوط، به میزان ۳ کیلوگرم بر متر مکعب بتن و در جهت مناسب، اصلاح می‌شود (به‌عنوان مثال اگر درصد هوای نمونه کمتر از درصد هوای مورد نظر باشد، در طرح بعدی تصحیح آب به‌صورت کاهشی اعمال می‌شود؛ زیرا در طرح بعدی مقدار درصد هوا افزایش یافته و بنابراین بتن با هوای بیشتری روان‌تر خواهد شد و در نتیجه در یک اسلامپ ثابت، به آب کمتری نیاز است).

۳- به دلیل آنکه در طرح بعدی درصد هوا تغییر می‌کند، در یک حجم ثابت از بتن تازه وزن آن تغییر می‌کند؛ بنابراین لازم است در طرح بعدی، اصلاحی در دانسیته به‌دست آمده از قسمت ب، به‌صورت زیر انجام می‌شود:

$\Delta A=$ (درصد هوای موردنظر) -(درصد هوای نمونه) = $A_{\text{موردنظر}} - A_{\text{نمونه}}$

$U_{\text{اصلاح شده}}=U_{\text{آزمایش}}/(1+\Delta A)$

با اعمال اصلاحات این مرحله از طرح در مراحل قبلی، طرح جدیدی از مخلوط بتنی فراهم می‌شود. پیش‌بینی می‌شود که طرح جدید به واقعیت نزدیک‌تر باشد؛ بنابراین می‌توان آن را با اطمینان در اکثر کارهای عملی به‌کار گرفت. با این وجود در صورتی که اگر در یک پروژه خاص دقت بسیار بالا مورد نظر باشد، می‌توان برای اطمینان کامل از نتیجه طرح، مجدداً با ساخت یک نمونه آزمایشی مرحله نهم را تکرار کرده و در صورت لزوم اصلاحات جدید را در طراحی اعمال کرد.

پ-۲-۲- نمونه طرح مخلوط بتن روسازی بتنی به روش ملی

مثال:

طرح مخلوط اولیه بتنی برای ساخت دال روسازی بتنی مسلح مورد نیاز است. مقادیر سیمان، آب آزاد، آب کل، سنگ‌دانه درشت و ریز خشک و اشباع با سطح خشک را با توجه به اطلاعاتی که در ادامه آمده است، به‌دست آورید. ضمناً بتن به‌وسیله تراک میکسر حمل و به کمک پمپ و لوله به درون قالب دال ریخته می‌شود. بتن در یک کارخانه بتن آماده ساخته می‌شود که از نظر رتبه‌بندی در رده (ب) قرار دارد.

اطلاعات و داده‌های مربوط به بتن آماده

مقاومت مشخصه استوانه ۲۸ روزه f_c	MPa	۲۵
انحراف معیار بتن S	MPa	-
اسلامپ متوسط پس از ۵ دقیقه	mm	۵۰
حداکثر مجاز نسبت آب به سیمان	W/C	۰/۵۳
حداقل سیمان مجاز	Kg/m^3	۳۳۵
نمای لازم		متوسط

اطلاعات و داده‌های مربوط به سیمان

نوع سیمان	وزن مخصوص ذرات سیمان	مقاومت فشاری ملات استاندارد
پرتلند ۲	۳/۱۵	-

اطلاعات و داده‌های مربوط به سنگ‌دانه‌ها

	شن	ماسه
وزن مخصوص SSD	۲/۶۰۰	۲/۵۰۰
درصد ظرفیت جذب آب	۲/۶	۳/۲
شکل	نیمه شکسته	گردگوشه
درصد شکستگی	۵۰	-
درصد پولکی	۱۷	-
درصد کشیدگی	۱۹	-

دانه‌بندی سنگ‌دانه (درصد عبوری)

اندازه الک (میلی‌متر)	۲۵	۱۹	۱۲/۵	۹/۵	۴/۷۵	۲/۳۸	۱/۱۹	۰/۶	۰/۳	۰/۱۵
شن	۱۰۰	۹۰	۶۰	۲۰	۲	۰				
ماسه	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۹۰	۶۵	۴۰	۲۵	۱۵	۷

حل:

در طرح مخلوط به روش ملی، برای سنجش روانی از آزمایش اسلامپ استفاده می‌شود (جدول پ-۲-۷).

جدول پ-۲-۷- طبقه‌بندی بتن تازه بر اساس مقدار اسلامپ

طبقه‌بندی		اسلامپ (میلی‌متر)
S1	سفت	۱۰ تا ۴۰
S2	خمیری	۵۰ تا ۹۰
S3	روان	۱۰۰ تا ۱۵۰
S4	خیلی روان (سیال)	بزرگ‌تر یا مساوی ۱۶۰

* در صورتیکه اسلامپ بتن تازه کم‌تر از ۱۰ میلی‌متر و یا بیشتر از ۲۱۰ میلی‌متر باشد، آزمایش اسلامپ دقت مناسبی ندارد و باید از روش‌های مناسب دیگر، برای اندازه‌گیری روانی استفاده کرد.

همچنین ذکر این نکته لازم است که مقاومت فشاری متوسط لازم برای طرح مخلوط بتن یا مقاومت هدف طرح مخلوط، به طور معمول به کمک مقاومت مشخصه (مقاومت حداقل) و انحراف معیار مقاومت بتن ساخته شده در کارگاه به‌دست می‌آید. مقاومت فشاری مشخصه بتن مقاومتی است که حداکثر ۵ درصد تمامی مقاومت‌های اندازه‌گیری شده در نمونه‌های استوانه‌ای استاندارد بر اساس آزمایش‌های ۲۸ روزه کمتر از آن باشد.

بزرگ‌ترین مقدار بدست آمده از دو رابطه (پ-۲-۱۱) و (پ-۲-۱۲)، مقاومت هدف طرح (مقاومت فشاری متوسط) خواهد بود.

$$f_{cm} = f_c + 1.34\, s + 1.5 \qquad (\text{پ-۲-۱۱})$$

$$f_{cm} = f_c + 2.33\, s - 4.0 \qquad (\text{پ-۲-۱۲})$$

که در آن f_{cm} مقاومت فشاری متوسط نمونه استوانه‌ای بتن بر حسب N/mm^2، f_c مقاومت فشاری مشخصه بتن بر حسب N/mm^2، s انحراف معیار (استاندارد) مقاومت فشاری نمونه استوانه‌ای بر حسب N/mm^2 است.

برای تعیین انحراف معیار می توان از دو روش استفاده کرد:

الف) استفاده از نتایج آماری پروژه‌های مشابه قبلی

منظور از پروژه‌های مشابه، پروژه‌هایی است که مصالح مصرفی با پروژه موجود از نظر نوع و مشخصات فنی تشابه داشته باشد. همچنین باید شرایط نظارت و کنترل کیفی با پروژه قبلی تشابه داشته باشد. ضمناً تفاوت مقاومت فشاری مشخصه بتن در دو پروژه نباید بیش از ۵ N/mm^2 باشد.

برای این منظور از رابطه (پ-۲-۱۳) استفاده می‌شود.

$$\text{انحراف معیار}\ S = \sqrt{\frac{\sum (x-m)^2}{n-1}} \qquad (\text{پ-۲-۱۳})$$

که در آن x مقاومت فشاری نمونه، m میانگین مقاومت فشاری نمونه‌ها و n تعداد نمونه‌ها است.

اگر از رابطه (پ-۲-۱۳) استفاده شود و حداقل ۳۰ نتیجه متوالی مقاومت در پروژه موجود یا پروژه مشابه قبلی در اختیار نباشد از رابطه (پ-۲-۱۴) به‌صورت یک ضریب اصلاح یا ضریب تصحیح استفاده می‌شود که در انحراف معیار به‌دست آمده از رابطه (پ-۲-۱۳) ضرب می‌گردد تا انحراف معیار تصحیح شده به‌دست آید.

$$\text{ضریب اصلاحی انحراف معیار}\ R = \left[0.75 + \left(\frac{2}{n}\right)^{1/2}\right] \qquad (\text{پ-۲-۱۴})$$

که در آن n تعداد نمونه‌ها است.

برای محاسبه انحراف معیار از دو گروه متوالی با مجموع نتایج حداقل ۳۰ عدد، در حالی که تعداد نتیجه‌های هر گروه کمتر از ۳۰ عدد باشد، از رابطه (پ-۲-۱۵) استفاده می‌شود.

$$\bar{s} = \left[\frac{(n_1 - 1)s_1^2 + (n_2 - 1)s_2^2}{n_1 + n_2 - 2}\right]^{1/2} \qquad (\text{پ-۲-۱۵})$$

که در آن $\bar{s}$ میانگین آماری انحراف معیار در گروه نمونه‌های متوالی، s_1 و s_2 انحراف معیار محاسبه شده از دو گروه نمونه‌های متوالی، n_1 و n_2 تعداد نمونه‌ها در دو گروه متوالی است.

انحراف معیار کارگاهی تحت هر شرایطی نباید از ۲/۵ N/mm^2 کمتر انتخاب شود.

ب- تعیین انحراف معیار در صورت عدم دسترسی به اطلاعات آماری

در مواردی که نتایج مقاومت فشاری نمونه‌ها از نتایج آماری پروژه‌های قبلی، در دسترس نباشد، می‌توان بر اساس سطح نظارت و کنترل کیفیت کارگاه و مقاومت مشخصه بتن، مقدار انحراف معیار (برای مقاومت نمونه‌های استوانه‌ای) را از جدول (پ-۲-۸) تخمین زد.

به‌طور کلی کارگاه‌ها به ۳ درجه الف، ب و ج تقسیم می‌شوند. برای تعیین رتبه کارگاه باید از اطلاعات داده شده در جدول (پ-۲-۹) استفاده کرد.

جدول پ-۲-۸- انحراف معیار بر اساس رتبه‌بندی کارگاه و مقاومت مشخصه بتن

رتبه‌بندی کارگاه	مقاومت مشخصه بتن (N/mm^2)				
	۱۶	۲۰	۲۵	۳۰ و ۳۵	۴۰ و بیشتر
الف	۲/۵	۳	۳/۵	۴	۴/۵
ب	۳/۵	۴	۴/۵	۵	۵/۵
ج	۴/۵	۵	۵/۵	۶	۶/۵

جدول پ-۲-۹- رتبه‌بندی کارگاه‌ها بر اساس وضعیت تولید بتن، نظارت و کنترل کیفیت

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

پس از ارائه توضیحات مقدماتی، در ادامه طرح مخلوط برای مثال حاضر تشریح می‌شود:

با توجه به اینکه بر اساس داده‌های ارائه شده در این طرح، رتبه کارگاه در رده (ب) قرار دارد؛ بنابراین در جدول (پ-۲-۸) به ازای رتبه کارگاه در رده (ب) و مقاومت فشاری بتن برابر ۲۵ مگا پاسکال، مقدار انحراف معیار معادل ۴/۵ منظور می‌شود. مقاومت هدف بزرگ‌ترین مقدار حاصله از دو رابطه زیر خواهد بود.

$f_{cm}=25+1.34\times4.5+1.5=32.5$ Mpa

$f_{cm}=25+2.33\times4.5-4=31.5$ Mpa

بنابراین، مقاومت فشاری متوسط لازم برای طرح مخلوط برابر ۳۲/۵Mpa می‌شود.

در مرحله بعد می‌توان سهم شن و ماسه یا نسبت آب به سیمان را به‌دست آورد.

گام اول: تعیین نسبت آب به سیمان (نسبت آب آزاد به مواد سیمانی)

نسبت وزنی آب آزاد (آب مؤثر) به مواد سیمانی در صورت عدم بکارگیری افزودنی کاهنده آب (روان‌کننده) با توجه به مقاومت فشاری استوانه ای ۲۸ روزه هدف طرح مخلوط، نوع سیمان از نظر سطح مقاومتی و شکل سنگ‌دانه درشت (گردگوشه یا تیزگوشه بودن شن) از شکل (پ-۲-۱) به‌دست می‌آید. این منحنی‌ها با توجه به وجود ۱ تا ۲ درصد هوای ناخواسته در بتن و به‌کارگیری سنگ‌دانه‌هایی با حداکثر اندازه ۱۹ تا ۲۵ میلی‌متر ارائه شده است.

- در صورت استفاده از مواد حباب‌زا و ایجاد حباب عمدی (مازاد بر هوای ناخواسته) لازم است به ازای هر یک درصد حباب هوای عمدی حدود ۴ تا ۵ درصد از نسبت آب به سیمان کاسته شود؛ برای مثال اگر ۳ درصد هوای عمدی در بتن ایجاد شود باید ۱۲ تا ۱۵ درصد از نسبت آب به سیمان کم نمود؛ یعنی اگر نسبت آب به سیمان اولیه برابر ۰/۵ باشد پس از کسر ۱۲ تا ۱۵ درصد، مقدار آن ۰/۴۴ تا ۰/۴۲۵ می‌شود.

- با توجه به درصد شکستگی متوسط (تیزگوشه‌گی) موجود در سنگ‌دانه‌های درشت می‌توان از درون‌یابی بین منحنی‌های مربوط به سنگدانه گردگوشه (R) و تیز گوشه (C) استفاده نمود.

- در صورتی که مقاومت فشاری ۲۸ روزه ملات ماسه سیمان استاندارد که طبق روش استاندارد ملی ایران به شماره ۳۹۳ به‌دست آمده است، کمتر از ۳۲۵ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع باشد، از منحنی سیمان رده ۳۲۵ استفاده می‌شود و نسبت آب به سیمان به‌دست آمده از منحنی‌های سیمان رده ۳۲۵ در ضریب اصلاحی زیر ضرب می‌شود تا نسبت آب به سیمان مورد نظر بدست آید.

۳۲۵ ÷ (مقاومت فشاری ملات ماسه سیمان استاندارد ۲۸ روزه) = ضریب اصلاحی نسبت آب به سیمان

در صورتی که مقاومت فشاری ملات ماسه سیمان استاندارد ۲۸ روزه، بین ۳۲۵ تا ۵۲۵ باشد با درون‌یابی می‌توان یک منحنی فرضی را به‌دست آورد و از آن بهره برد. ولی اگر مقاومت فشاری ملات ماسه سیمان استاندارد ۲۸ روزه به مراتب بیشتر از ۵۲۵ باشد، می‌توان از ضریب اصلاحی فوق استفاده نمود؛ اما مخرج کسر را باید عدد ۵۲۵ قرار داد. توصیه می‌شود در صورت وجود اختلاف جزیی در مقاومت فشاری ملات ماسه سیمان استاندارد با اعداد ۳۲۵، ۴۲۵ و ۵۲۵ (اختلاف کمتر از ۵ درصد) می‌توان از منحنی‌های موجود استفاده نمود و نیاز به تغییر در این گام ضرورت ندارد.

- در صورتی که اطلاعاتی در مورد مقاومت فشاری ملات ماسه سیمان استاندارد ۲۸ روزه وجود نداشته باشد، حداقل مقاومت فشاری ملات ماسه سیمان استاندارد ۲۸ روزه طبق استاندارد سیمان پرتلند (استاندارد ملی ایران به شماره ۳۸۹) یا سیمان آمیخته پوزولانی (استاندارد ملی ایران به شماره ۳۴۳۲)، یا سیمان آمیخته سرباره‌ای (استاندارد ملی ایران به شماره ۳۵۱۷)، یا سیمان پرتلند آهکی (استاندارد ملی ایران به شماره ۴۲۲۰) می‌تواند به‌کار رود. در جدول (پ-۲-۱۰) حداقل مقاومت فشاری ۲۸ روزه ملات استاندارد سیمان‌های تولیدی در ایران به‌عنوان راهنما ارائه شده است.

جدول پ-۲-۱۰- حداقل مقاومت فشاری ۲۸ روزه ملات استاندارد سیمان‌های تولیدی ایران طبق استانداردهای ملی

نوع سیمان پرتلند	حداقل مقاومت فشاری ملات ۲۸ روزه استاندارد (kg/cm^2)	نوع سیمان آمیخته	حداقل مقاومت فشاری ملات ۲۸ روزه استاندارد (kg/cm^2)
پرتلند ۳۲۵-۱	۳۲۵	پرتلند پوزولانی	۳۰۰
پرتلند ۴۲۵-۱	۴۲۵	پرتلند پوزولانی ویژه	۲۷۵
پرتلند ۵۲۵-۱	۵۲۵	پرتلند سرباره‌ای	۳۲۰
پرتلند نوع ۲	۳۱۵	پرتلند سرباره‌ای ضد سولفات	۳۰۰
پرتلند نوع ۵	۲۷۰	پرتلند آهکی	۳۳۰

با استفاده از مقاومت جدول (پ-۲-۱۰) و توضیحات مندرج در این گام برای اصلاح نسبت آب به سیمان می‌توان اقدام نمود.

- در صورتی که سن مقاومت مشخصه بتن برای سیمان‌هایی با روند کند هیدراسیون مانند پرتلند نوع ۵ یا سیمان‌های آمیخته، بالاتر از ۲۸ روز باشد، می‌توان آن را با مقاومت ۲۸ روزه سیمان پرتلند نوع ۳۲۵-۱ معادل دانست و

از منحنی R – ۳۲۵ و C – ۳۲۵ با توجه به درصد شکستگی متوسط شن‌ها استفاده نمود. همچنین می توان از جدول‌های (پ-۲-۱۱) یا (پ-۲-۱۲) استفاده کرد.

جدول پ-۲-۱۱- مقاومت ملات استاندارد سیمان‌ها در سنین مختلف بر حسب مقاومت ۲۸ روزه ملات استاندارد سیمان پرتلند ۳۲۵-۱

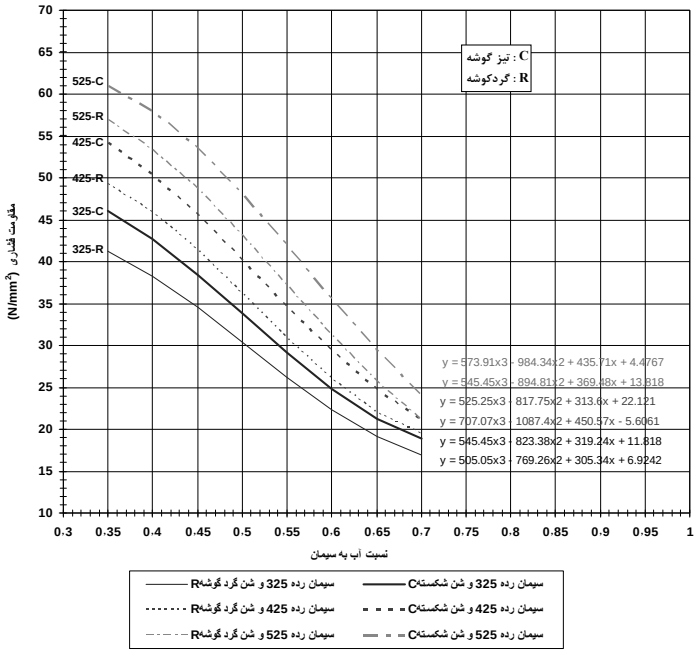
نوع سیمان	۲۸ روزه	۴۲ روزه	۵۶ روزه	۹۰ روزه
پرتلند نوع ۳۲۵-۱	۱/۰۰	۱/۰۵	۱/۱	۱/۲
پرتلند نوع ۲	۰/۹۷	۱/۰۵	۱/۱	۱/۲
پرتلند نوع ۵	۰/۸۵	۰/۹۵	۱/۰۵	۱/۲
پرتلند پوزولانی	۰/۹۲	۰/۹۷	۱/۰۵	۱/۲
پرتلند پوزولانی ویژه	۰/۸۵	۰/۹۲	۱/۰۵	۱/۲
پرتلند سرباره‌ای	۱/۰۰	۱/۰۵	۱/۱	۱/۲
پرتلند سرباره ای ضد سولفات	۰/۹۲	۰/۹۷	۱/۰۵	۱/۲

جدول پ-۲-۱۲- مقاومت سنین مختلف ملات استاندارد سیمان‌ها در مقایسه با مقاومت ۲۸ روزه ملات استاندارد همان سیمان

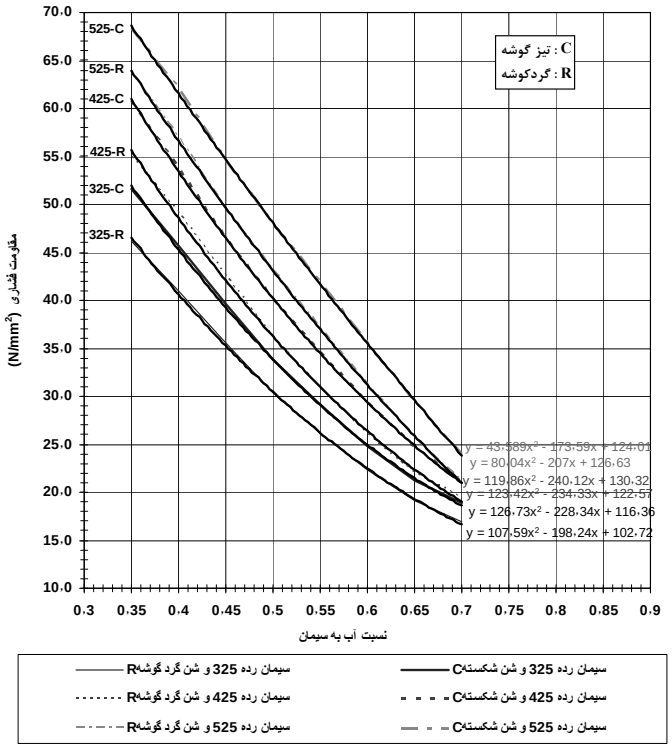
نوع سیمان	۲۸ روزه	۴۲ روزه	۵۶ روزه	۹۰ روزه
پرتلند نوع ۳۲۵-۱	۱/۰۰	۱/۰۵	۱/۱	۱/۲
پرتلند نوع ۲	۱/۰۰	۱/۰۸	۱/۱۳	۱/۲۴
پرتلند نوع ۵	۱/۰۰	۱/۱۲	۱/۲۴	۱/۴۱
پرتلند پوزولانی	۱/۰۰	۱/۰۵	۱/۱۴	۱/۳
پرتلند پوزولانی ویژه	۱/۰۰	۱/۰۸	۱/۲۴	۱/۴۱
پرتلند سرباره‌ای	۱/۰۰	۱/۰۵	۱/۱	۱/۲
پرتلند سرباره‌ای ضد سولفات	۱/۰۰	۱/۰۵	۱/۱۴	۱/۳

- در صورتی که از مواد افزودنی روان‌کننده (کاهنده آب) استفاده شود و نسبت آب به سیمان کمتر از ۰/۵ باشد، می‌توان از منحنی‌های شکل (پ-۲-۲) استفاده نمود. در شکل (پ-۲-۱)، بتن‌ها فاقد روان کننده است و برای بتن‌هایی با نسبت آب به سیمان کمتر از ۰/۵، به تدریج بتن‌ها سفت‌تر شده و درصد هوای موجود در آن‌ها عملاً بیشتر از ۱ تا ۲ درصد می‌شود.

در صورتی که روان کننده از خاصیت حباب‌زایی برخوردار باشد و حدود ۲ درصد هوای اضافی در بتن به‌وجود آورد، عملاً باید از منحنی‌های شکل (پ-۲-۱) استفاده نمود و افزایش مقاومت چندانی مشاهده نخواهد شد.



شکل پ-۲-۱- رابطه نسبت آب به سیمان و مقاومت فشاری بدون مصرف روان کننده



شکل پ-۲-۲- رابطه نسبت آب به سیمان و مقاومت فشاری با توجه به مصرف روان‌کننده

- در صورتی که حداکثر نسبت آب به سیمان مجاز برای ایجاد دوام و نفوذناپذیری، کمتر از نسبت آب به سیمان به‌دست آمده از طریق مقاومت باشد، باید نسبت آب به سیمان مساوی یا کمتر از حداکثر مقدار مجاز را به‌کار برد. معمولاً در این حالت مقاومت به‌دست آمده بیشتر از مقاومت مورد نظر (مقاومت هدف طرح) خواهد بود.

در مثال حاضر با توجه به عدم مصرف روان کننده و با توجه به این که مقاومت فشاری ملات ماسه سیمان استاندارد ۲۸ روزه سیمان پرتلند نوع ۲ داده نشده است، طبق جدول (پ-۲-۱۰)، مقاومت ملات استاندارد سیمان نوع ۲، مقدار ۳۱۵ kg/cm^2 منظور می‌شود. با توجه به رابطه زیر ضریب اصلاحی برای نسبت آب به سیمان محاسبه می‌شود:

۰/۹۷=۳۲۵÷۳۱۵=۳۲۵ ÷ (مقاومت فشاری ملات ماسه سیمان استاندارد ۲۸ روزه) =ضریب اصلاحی نسبت آب به سیمان

از آن‌جا که شن موجود دارای ۵۰ درصد شکستگی است میانگین دو منحنی R–۳۲۵ و C–۳۲۵ به‌کار می‌آید. با توجه به مقاومت هدف ۳۲/۵Mpa نسبت آب به سیمان از روی منحنی‌های مزبور (شکل پ- ۲-۱)، تقریباً مقادیر ۰/۴۷ و ۰/۵۲ به‌دست می‌آید که میانگین آن ۰/۴۹۵ می‌شود.

$$\frac{W}{C} = 0.495 \times 0.97 = 0.48 \frac{kg}{m^3}$$

که این مقدار کمتر از حداکثر مجاز مندرج در مساله (۰/۵۳) است؛ بنابراین نسبت آب به سیمان برابر ۰/۴۸ در نظر گرفته می‌شود.

گام دوم: تعیین سهم سنگ‌دانه‌ها با توجه به دانه‌بندی مطلوب (انتخاب محدوده منحنی مخلوط سنگ‌دانه بتن)

الف- انتخاب منحنی دانه‌بندی مناسب

در جدول (پ-۲-۱۳)، دانه‌بندی‌های مختلف سنگ‌دانه بتن نشان داده شده است. در این جدول دانه‌بندی مربوط به حروف A، B و C به ترتیب نشان‌دهنده محدوده دانه‌بندی درشت، متوسط و دانه‌بندی ریز است. همچنین اگر دانه‌بندی سنگ‌دانه بین محدوده A و B قرار بگیرد، دانه‌بندی درشت و اگر دانه‌بندی بین محدوده B و C قرار بگیرد، دانه‌بندی ریز محسوب می‌شود. در واقع تمایل به سمت فوقانی منحنی، باعث می‌شود که مخلوط دارای بافت ریزتر، چسبنده‌تر و دارای قابلیت پمپ‌پذیری بیشتری باشد. به‌طور کلی محدوده بین A و B معمولاً برای بتن‌های معمولی، نزدیک‌تر به B برای بتن‌های پمپی ترمی و نمای مطلوب و محدوده بین B و C برای بتن‌های خود متراکم و بتن ترمی با کارآیی بسیار زیاد، بافت بسیار ریز و نمای بسیار مطلوب به‌کار می‌رود.

جدول پ-۲-۱۳- دانه‌بندی‌های مختلف سنگ‌دانه بتن (درصد عبوری)

الک (م.م)	حداکثر اندازه														
	۳۷/۵ میلی متر			۲۵ میلی متر			۱۹ میلی متر			۱۲/۵ میلی متر			۹/۵ میلی متر		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
۳۷/۵	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰
۲۵	۷۵	۸۵	۹۱	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰
۱۹	۶۲	۷۴	۸۶	۸۳	۸۹	۹۴	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰
۱۲/۵	۴۷	۶۴	۷۷	۶۲	۷۵	۸۵	۷۵	۸۴	۹۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰
۹/۵	۳۹	۵۷	۷۲	۵۱	۶۷	۷۹	۶۲	۷۵	۸۴	۸۳	۸۹	۹۳	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰
۶/۳۵	۲۹	۴۸	۶۵	۲۹	۵۶	۷۱	۴۷	۶۳	۷۶	۶۲	۷۵	۸۴	۷۵	۸۴	۹۰
۴/۷۵	۲۳	۴۲	۶۰	۲۲	۳۹	۶۵	۳۸	۵۵	۷۰	۵۱	۶۶	۷۷	۶۱	۷۳	۸۲
۲/۳۸	۱۴	۳۰	۴۸	۱۹	۳۶	۵۲	۲۳	۴۰	۵۶	۳۱	۴۷	۶۲	۳۷	۵۳	۶۶
۱/۱۹	۹	۲۱	۳۷	۱۱	۲۵	۴۱	۱۴	۲۸	۴۳	۱۸	۳۳	۴۸	۲۲	۳۷	۵۱
۰/۶	۵	۱۴	۲۷	۶	۱۶	۲۹	۸	۱۸	۳۱	۱۰	۲۱	۳۵	۱۲	۲۴	۳۷
۰/۳	۲	۸	۱۷	۳	۹	۱۹	۴	۱۱	۲۰	۵	۱۳	۲۲	۶	۱۴	۲۴
۰/۱۵	۱	۴	۸	۱	۴	۹	۲	۵	۱۰	۲	۵	۱۱	۲	۶	۱۲

ب- تعیین سهم سنگ‌دانه‌ها برای دستیابی به منحنی دانه‌بندی مورد نظر در محدوده مطلوب

قبل از ساخت بتن باید از تطابق دانه‌بندی سنگ‌دانه‌های موجود با دانه‌بندی مورد نظر و یا استاندارد اطمینان حاصل نمود. در عمل چندین نوع سنگ‌دانه با دانه‌بندی‌های مختلف وجود دارند که باید ترکیب شوند و دانه‌بندی مطلوب حاصل گردد. برای این منظور می‌توان از روش محاسباتی به‌صورت آزمون و خطا برای تعیین نسبت‌های سنگ‌دانه‌های موجود استفاده کرد. در این روش پس از انتخاب محدوده دانه‌بندی مطلوب، می‌توان برای هر یک از انواع سنگ‌دانه، سهمی به‌صورت اعشاری منظور نمود (مانند x، y، z و...). لازم است سهم هر یک از سنگ‌دانه‌ها در مقادیر درصد گذشته تجمعی از هر الک برای همان سنگ‌دانه ضرب شود و نتایج حاصله برای هر الک با هم جمع شود. در این حالت دانه‌بندی مخلوط سنگ‌دانه با توجه به سهم‌های مفروض به‌دست می‌آید. این دانه‌بندی با دانه‌بندی مطلوب مقایسه می‌شود و در صورت عدم تطابق کامل، لازم است سهم‌ها را در جهتی تغییر داد که نتیجه موردنظر حاصل شود.

پ- تعیین منحنی دانه‌بندی مخلوط حاصله با سهم‌های مورد نظر

با توجه به سهم‌های تعیین شده برای هر یک از سنگ‌دانه‌های مورد استفاده، دانه‌بندی مخلوط سنگ‌دانه بتن به‌دست می‌آید. بدین منظور لازم است سهم مورد نظر برای هر یک از سنگ‌دانه در مقادیر تجمعی درصد گذشته از هر الک ضرب گردد و برای هر الک این مقادیر با یکدیگر جمع شود تا درنهایت مقادیر تجمعی درصد گذشته از هر الک برای مخلوط سنگ‌دانه بتن تعیین گردد. هنگامی که از روش آزمون و خطای محاسباتی استفاده می‌شود، به‌صورت خودکار دانه‌بندی مخلوط سنگ‌دانه با سهم‌های مورد نظر (سهم‌های فرضی) به‌دست می‌آید.

ت- تعیین ضریب نرمی (ریزی) مخلوط سنگ‌دانه بتن

ضریب نرمی (ریزی) مخلوط سنگ‌دانه بتن در روش ملی، مجموع درصدهای تجمعی مانده بر روی الک‌های ۳۷/۵، ۱۹، ۹/۵، ۴/۷۵، ۲/۳۸، ۱/۱۹، ۰/۶، ۰/۳ و ۰/۱۵ میلی‌متر تقسیم بر ۱۰۰ است. لازم است دقت شود که از الک ۲۵ میلی‌متر، ۱۲/۵، ۶/۳۵ و سایر الک‌هایی که از آن‌ها در تعریف ضریب نرمی سنگ‌دانه نام برده نشده است، نباید در محاسبه ضریب نرمی استفاده نمود، هر چند در آزمایش دانه‌بندی یا محاسبه مخلوط سنگ‌دانه بتن از این الک‌ها استفاده شده باشد. در جدول (پ-۲-۱۴)، ضریب نرمی (ریزی) منحنی‌های مطلوب سنگ‌دانه‌های بتن برای حداکثر اندازه‌های مختلف مشاهده می‌شود.

جدول پ-۲-۱۴- ضریب نرمی منحنی‌های مطلوب سنگ‌دانه‌های بتن بر اساس روش ملی طرح مخلوط بتن

حداکثر اندازه سنگ‌دانه (منحنی)	۳۷/۵ میلی‌متر			۲۵ میلی‌متر			۱۹ میلی‌متر			۱۲/۵ میلی‌متر			۹/۵ میلی‌متر		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
ضریب نرمی مخلوط سنگ‌دانه	۶/۴۵	۵/۴۸	۴/۴۵	۵/۹۴	۵/۰۵	۴/۱۲	۵/۴۹	۴/۶۸	۳/۸۶	۵/۰۰	۴/۲۶	۳/۵۲	۴/۶۰	۳/۹۲	۳/۲۷

ث- تعیین وزن مخصوص متوسط مخلوط سنگ‌دانه‌های اشباع با سطح خشک

برای محاسبه مقدار کل سنگ‌دانه در طرح مخلوط با استفاده از رابطه حجم مطلق، لازم است وزن مخصوص متوسط سنگ‌دانه‌های مصرفی به‌دست آید. برای محاسبه وزن مخصوص متوسط از رابطه (پ-۲-۱۶) استفاده می‌شود.

$$G_{A_{SSD}} = \frac{1}{\frac{p_1}{G_{A_1}} + \frac{p_2}{G_{A_2}} + \ldots + \frac{p_n}{G_{A_n}}} \qquad (\text{پ-۲-۱۶})$$

که در آن $G_{A_{SSD}}$ وزن مخصوص متوسط ذرات سنگ‌دانه‌ها به‌صورت اشباع با سطح خشک، P_1 تا P_n سهم وزنی هر یک از سنگ‌دانه‌ها در کل مخلوط سنگ‌دانه بتن به‌صورت اعشاری و G_{A_1} تا G_{A_n} وزن مخصوص اشباع با سطح خشک هر یک از سنگ‌دانه‌ها است.

در صورتی که حجم کل سنگ‌دانه محاسبه شود و با توجه به سهم حجمی هر یک، حجم هر یک از سنگ‌دانه‌ها به‌دست آید، نیازی به محاسبه وزن مخصوص متوسط سنگدانه‌ها وجود ندارد و محاسبات انجام شده حتی در صورت وجود تفاوت جدی در وزن مخصوص‌ها از دقت برخوردار خواهد بود.

ج- تعیین درصد شکستگی (تیزگوشگی) متوسط سنگ‌دانه‌های درشت بتن برای تعیین نسبت آب به سیمان

برای تعیین درصد شکستگی متوسط سنگ‌دانه‌های درشت بتن از رابطه (پ-۲-۱۷) استفاده می‌شود.

$$a_{nG} = \frac{P_1.a_{n1} + P_2.a_{n2} + P_3 a_{n3}}{P_1 + P_2 + P_3} \qquad (\text{پ-۲-۱۷})$$

که در آن a_{nG} درصد شکستگی متوسط شن‌ها، a_{ni} درصد شکستگی هر یک از شن‌ها و P_i سهم هر یک از شن‌ها است.

مقدار a_{nG} برای تعیین نسبت آب به سیمان کاربرد دارد. همچنین از این پارامتر برای تعیین معادل درصد شکستگی متوسط سنگ‌دانه‌های بتن جهت مشخص کردن مقدار آب آزاد استفاده می‌شود.

چ- تعیین معادل درصد شکستگی (تیزگوشگی) متوسط سنگ‌دانه‌های بتن برای تعیین مقدار آب آزاد اولیه بتن

معادل درصد شکستگی (تیزگوشگی) متوسط سنگ‌دانه‌های بتن برای تعیین مقدار آب آزاد اولیه بتن از رابطه (پ-۲-۱۸) به‌دست می‌آید.

$$a_{ne} = \frac{P_G.a_{nG} + 2P_s.a_{ns}}{P_G + 2P_s} \qquad \text{(پ-۲-۱۸)}$$

که در آن a_{ne} معادل درصد شکستگی متوسط مخلوط سنگ‌دانه‌های بتن، a_{nG} درصد شکستگی متوسط شن‌ها، a_{ns} درصد شکستگی تقریبی ماسه، P_G مجموع سهم شن‌ها و P_S سهم ماسه است.

معادل درصد شکستگی متوسط مخلوط سنگ‌دانه‌های بتن فقط برای تعیین مقدار آب آزاد اولیه بتن به‌کار می‌رود و بیان‌گر درصد شکستگی متوسط مخلوط سنگدانه‌ها نیست. ذکر این نکته لازم است که درصد شکستگی تقریبی ماسه صرفاً به‌صورت نظری باید حدس زده شود و روشی برای تعیین آن وجود ندارد.

بر اساس اطلاعات طرح موجود، مشخص است که حداکثر اندازه اسمی مخلوط سنگ‌دانه ۱۹ میلی‌متر است؛ زیرا بیش از ۹۰ درصد آن از الک ۱۹ میلی‌متر می‌گذرد؛ بنابراین با توجه به پمپی بودن بتن سعی می‌شود منحنی دانه‌بندی بین A۱۹ و B۱۹ و نزدیک تر به B۱۹ باشد.

در وهله اول سهم شن و ماسه ۵۰ درصد انتخاب می‌شود. مشاهده می‌گردد دانه‌بندی حاصله کمی درشت می‌شود (به جدولی که در ادامه آمده است مراجعه شود)؛ بنابراین به نظر می‌رسد سهم شن ۴۰ درصد و ماسه ۶۰ درصد مناسب باشد. به هر حال از آن جا که حداکثر اندازه واقعی سنگ‌دانه ۲۵ میلی‌متر نیست، ممکن است در الک اول یعنی ۱۹ میلی‌متر تطابق خوبی حاصل نشود که منطقی است. لازم به ذکر است مقادیر سهم شن می‌تواند بین ۴۵ تا ۴۰ و سهم ماسه ۵۵ تا ۶۰ باشد. برای شن ۴۵ درصد و ماسه ۵۵ درصد مخلوط حاصله به ویژه در بخش‌های فوقانی کمی درشت به نظر می‌رسد؛ بنابراین همان سهم شن ۴۰ درصد و ماسه ۶۰ درصد مطلوب‌تر است.

الک	۲۵	۱۹	۱۲/۵	۹/۵	۴/۷۵	۲/۳۸	۱/۱۹	۰/۶	۰/۳	۰/۱۵
۵۰ درصد شن	۵۰	۴۵	۳۰	۱۰	۱	۰				
۵۰ درصد ماسه	۵۰	۵۰	۵۰	۵۰	۴۵	۳۲/۵	۲۰	۱۲/۵	۷/۵	۳/۵
مخلوط سنگ‌دانه ۵۰-۵۰	۱۰۰	۹۵	۸۰	۶۰	۴۵	۳۲/۵	۲۰	۱۲/۵	۷/۵	۳/۵
منحنی $B_{۱۹}$	۱۰۰	۱۰۰	۸۴	۷۵	۵۵	۴۰	۲۸	۱۸	۱۱	۵
منحنی $A_{۱۹}$	۱۰۰	۱۰۰	۷۵	۶۲	۳۸	۲۳	۱۴	۸	۴	۲
۴۰ درصد شن	۴۰	۳۶	۲۴	۸	۰/۸	۰				
۶۰ درصد ماسه	۶۰	۶۰	۶۰	۶۰	۵۴	۳۹	۲۴	۱۵	۹	۴
مخلوط سنگ‌دانه ۴۰-۶۰	۱۰۰	۹۶	۸۴	۶۸	۵۵	۳۹	۲۴	۱۵	۹	۴
۴۵ درصد شن	۴۵	۴۰/۵	۲۷	۹	۰/۹	۰				
۵۵ درصد ماسه	۵۵	۵۵	۵۵	۵۵	۴۹/۵	۳۵/۸	۲۲	۱۳/۸	۸/۳	۳/۹
مخلوط سنگ‌دانه ۴۵-۵۵	۱۰۰	۹۵/۵	۸۲	۶۴	۵۰/۵	۳۶	۲۲	۱۴	۸/۵	۴

تعیین ضریب نرمی مخلوط سنگدانه:

مطابق جدول (پ-۲-۱۴) ضریب نرمی با توجه به درصد تجمعی مانده روی الک‌های مختلف (به جز ۱۲/۵ میلی‌متر) به‌دست می آید.

$$\text{F.M.} = \frac{4+32+45+61+76+85+91+96}{100} = 4.90$$

ضریب نرمی برای A۱۹ برابر ۵/۴۹ و برای B۱۹ برابر ۴/۶۸ است که مطلوب به نظر می‌رسد.

تعیین وزن مخصوص متوسط اشباع با سطح خشک مخلوط سنگ‌دانه:

$$G_{A_{SSD}} = \frac{1}{\frac{0.4}{2.600} + \frac{0.60}{2.500}} = 2.539 \approx 2.54$$

تعیین معادل درصد شکستگی (تیزگوشگی) متوسط سنگ‌دانه‌های بتن برای تعیین مقدار آب آزاد اولیه بتن

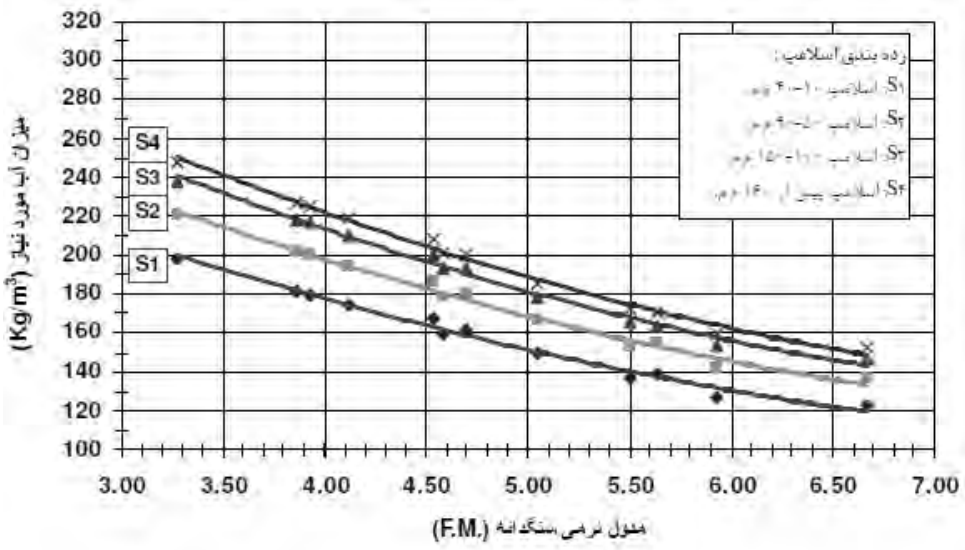
با توجه به سهم شن و ماسه، مقدار متوسط درصد شکستگی معادل محاسبه می‌شود.

$$a_{ne} = \frac{0.4\times 50 + 2\times 0.60\times 0}{0.4 + 2\times 0.6} = \frac{20}{1.6} = 12.5$$

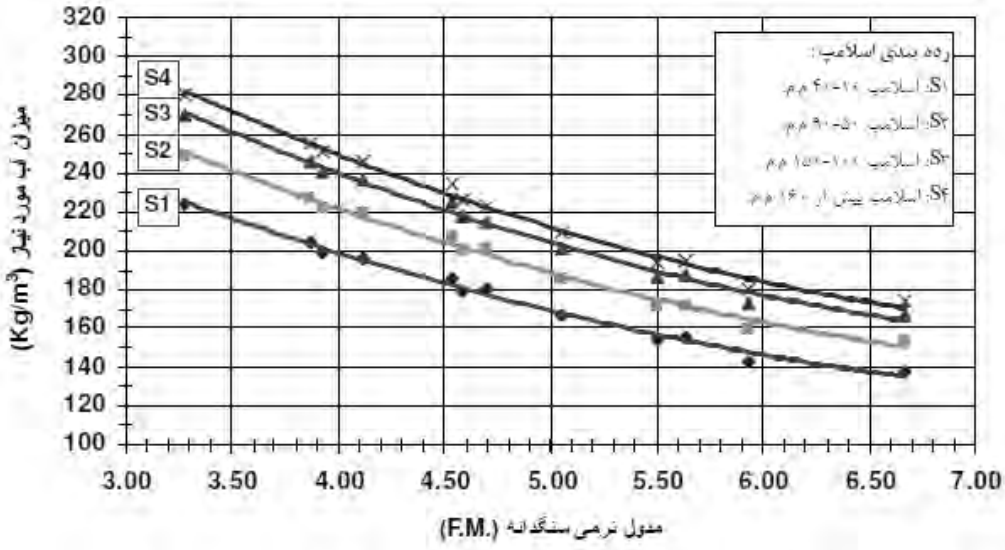
گام سوم: تعیین مقدار آب آزاد بتن

وقتی حدود روانی مطلوب با توجه به شرایط اجرایی، از قبیل وسایل حمل و ریختن و تراکم، نوع و اندازه قطعه و تراکم میلگردها و محدودیت‌های دیگر مانند عدم جداشدگی، آب انداختن و جمع‌شدگی مشخص شده باشد، می‌توان در

روش ملی طرح مخلوط با داشتن ضریب (مدول) نرمی سنگ‌دانه‌ها و معادل درصد شکستگی متوسط سنگدانه‌های بتن، مقدار تقریبی آب آزاد را به‌دست آورد. شکل (پ-۲-۳) مقدار تقریبی آب آزاد مورد نیاز بتن را برای سنگ‌دانه‌هایی ارائه می‌دهد که به دلیل شکل گردگوشه و بافت سطحی صاف خود به آب کمی نیاز دارند. شکل (پ-۲-۴) مربوط به سنگ‌دانه‌هایی است که به دلیل شکل تیزگوشه و بافت سطحی زبر به آب بیشتری احتیاج دارند. هر چقدر ضریب (مدول) نرمی سنگ‌دانه بیشتر شود به آب کمتری در طرح مخلوط بتن نیاز است.



شکل پ-۲-۳- رابطه مقدار آب آزاد بتن و ضریب (مدول) نرمی سنگ‌دانه هنگامی که به آب کم نیاز است (به دلیل گردگوشگی سنگ‌دانه‌ها)



شکل پ-۲-۴- رابطه مقدار آب آزاد بتن و ضریب (مدول) نرمی سنگ‌دانه هنگامی که به آب زیاد نیاز است (به دلیل تیزگوشگی سنگ‌دانه‌ها)

مقدار آب آزاد مورد نیاز بتن به عیار سیمان آن نیز بستگی دارد. منحنی‌های ارائه شده برای عیار سیمان ۳۵۰ kg/m^3 تهیه شده است. به ازای هر ۱۰ kg/m^3 سیمانِ بیشتر، مقدار آب ۱ تا ۲ kg/m^3 افزایش می‌یابد. اعمال این تغییرات

مستلزم محاسبه عیار سیمان بتن است که در مرحله بعد انجام می‌شود و اصلاح مورد نظر فقط برای یک نوبت انجام می‌گردد و تکرار نمی‌شود.

مقدار آب مورد نیاز بتن به نوع افزودنی پودری معدنی موجود در بتن نیز بستگی دارد. برای مثال به ازای هر ۱ کیلوگرم دوده سیلیسی در بتن می‌توان ۰/۷۵ تا ۱ kg/m^3 به آب مورد نیاز بتن افزود.

در مورد سرباره‌ها عملاً مقدار آب تغییر پیدا نمی‌کند.

پوزولان‌های طبیعی ایران در اغلب موارد نیاز به آب اضافی دارند، به ازای هر ۱۰ کیلوگرم پوزولان طبیعی جایگزین سیمان، ۰/۵ تا ۱ کیلوگرم به آب بتن اضافه می‌شود؛ اما برای خاکستر بادی با ریزی معمولی می‌توان به ازای هر ۱۰ کیلوگرم خاکستر جایگزین سیمان، در حدود ۰/۵ کیلوگرم از آب بتن کم نمود. اگر خاکستر بادی با ریزی متوسط به‌کار رود عملاً کاهش در مقدار آب ضرورت ندارد و حتی ممکن است نیاز به افزایش نیز احساس شود. برای خاکسترهای بادی با ریزی زیاد (بسیار ریز) عملاً نیاز به افزایش آب وجود دارد که به ازای هر ۱۰ کیلوگرم از این نوع خاکستر بادی حتی ممکن است ۰/۵ تا ۱ کیلوگرم به آب افزود.

مقدار آب آزاد مورد نیاز بتن در صورت استفاده از مواد حباب‌زا کاهش می‌یابد. به ازای هر یک درصد حباب هوای عمدی موجود در بتن عملاً در حدود ۳/۵ تا ۴ درصد از آب مورد نیاز کاسته می‌شود.

با مصرف روان‌کننده‌های معمولی می‌توان مقدار آب آزاد بتن را بین ۵ تا ۱۲ درصد (بسته به نوع ماده و میزان مصرف آن‌ها) کاهش داد. اگر از فوق‌روان‌کننده‌ها استفاده شود می‌توان با توجه به نوع ماده و میزان مصرف آن بین ۱۲ تا ۳۵ درصد از آب آزاد بتن کاست، بدون این که روانی آن‌ها دچار کاهش گردد.

در مثال حاضر طرح بر اساس نتیجه گام قبل، درصد شکستگی معادل خیلی کم به‌دست آمده است. با توجه به ضریب نرمی ۴/۹۰ و روانی مورد نظر (رده S2 از جدول پ-۲-۷) برای مقدار آب کم، حدود ۱۷۰ (شکل پ-۲-۳) و برای آب زیاد حدود ۱۹۰ (شکل پ-۲-۴) می‌باشد که مقدار آب با توجه به درصد شکستگی معادل، حدود ۱۷۲ به‌دست می آید.

$$170+0.125(190-170)=172$$

بنابراین، مقدار آب آزاد در حدود ۱۷۲ کیلوگرم در نظر گرفته می‌شود.

گام چهارم: تعیین مقدار سیمان بتن (عیار سیمان)

با توجه به تعیین نسبت آب آزاد به مواد سیمانی و هم‌چنین مقدار آب آزاد در مراحل قبل، مقدار مواد سیمانی بتن با استفاده از رابطه (پ-۲-۱۹) محاسبه می‌شود.

$$C=\frac{W_f}{\frac{W}{C}} \qquad \text{(پ-۲-۱۹)}$$

که در آن $\frac{W}{C}$ نسبت آب به سیمان، W_f آب آزاد و C مقدار سیمان است.

در صورتی که مقدار مواد سیمانی بیشتر از ۳۵۰ kg/m^3 باشد، لازم است در مقدار آب آزاد اصلاحاتی را طبق گام قبل به‌عمل آورد و مجدداً مقدار مواد سیمانی را تعیین کرد، ولی به تکرار این عمل نیاز نیست.

در صورتی که مقدار مواد سیمانی به‌دست آمده، کمتر از حداقل مجاز عیار سیمان بتن طبق مشخصات فنی باشد، لازم است مقدار حداقل مجاز عیار سیمان در طرح مخلوط بتن به‌کار رود. در صورت لزوم در این حالت می‌توان اندکی بر مقدار آب افزود و روانی را نیز بالاتر برد.

در صورتی که مقدار مواد سیمانی حاصله از بندهای فوق از حداکثر مقدار مجاز عیار سیمان بتن بیشتر باشد، لازم است مقدار عیار سیمان، مساوی یا اندکی کمتر از حداکثر مقدار مجاز سیمان انتخاب شود. بدیهی است در این حالت نسبت آب به سیمان بیشتر از مقدار مورد نیاز می‌گردد که قابل قبول نیست؛ بنابراین در این حالت باید به یکی از روش‌های زیر عمل نمود.

الف- کاهش روانی بتن در صورت امکان؛

ب- افزایش حداکثر اندازه سنگ‌دانه بتن در صورت امکان؛

ج- درشت بافت‌کردن دانه‌بندی بتن در صورت امکان؛

د- در صورت امکان بهبود کنترل کیفی و نظارت کارگاهی ساخت بتن برای کاهش مقاومت فشاری هدف و افزایش نسبت آب به سیمان در صورتی که نسبت آب به سیمان حاصله از مقاومت، تعیین کننده باشد (طرح مقاومت محور)؛

ه- در صورت امکان مصرف ماسه گردگوشه به شرطی که قبلاً ماسه تیزگوشه به‌کار رفته باشد؛

و- مصرف روان کننده یا کاهنده آب برای کاهش آب آزاد مورد نیاز در صورت امکان.

بدیهی است ساده‌ترین و عملی‌ترین روش در بیشتر حالات، به‌کارگیری راه حل آخر است. در گام قبلی در این مورد نکاتی ذکر شده است که می‌تواند مورد توجه قرار گیرد.

به هر حال در صورتی که هر یک از روش‌های فوق به‌کار گرفته شود، لازم است با محدود کردن سیمان، مجدداً مقدار آب با توجه به نسبت آب به سیمان طرح، به‌دست آید.

در صورتی که از مواد افزودنی معدنی جایگزین سیمان (دوده سیلیسی و یا خاکستر بادی) استفاده می‌شود، باید مقدار آب مورد نیاز و مواد سیمانی با در نظر گرفتن فاکتور K محاسبه شود (رابطه پ-۲-۲۰).

$$\left(\frac{W}{C}\right)_e = \frac{W_f}{C + k.M} \qquad \text{(پ-۲-۲۰)}$$

که در آن $\left(\frac{W}{C}\right)_e$ نسبت آب به سیمان معادل، W_f آب آزاد و M مقدار افزودنی معدنی پودری فعال است.

در روش ملی حداکثر مقدار خاکستر بادی معمولی ۳۳ درصد وزن سیمان (۲۵ درصد مجموع مواد چسباننده سیمانی) منظور می‌شود و صرفاً در صورت افزایش خاکستر بادی از این حد، مقدار مازاد نباید در محاسبه فوق برای نسبت آب به سیمان معادل و محاسبه حداقل مقدار مواد سیمانی منظور شود و عملاً شبیه پودر سنگ خواهد بود. بدیهی

است اگر به مخلوط مورد نظر آهک شکفته اضافه گردد، مقدار مازاد نیز می‌تواند در محاسبه نسبت آب به سیمان معادل و محاسبه حداقل مقدار مواد سیمانی به حساب آید.

مقدار k برای سیمان‌هایی با رده مقاومتی ۳۲۵ یا ۴۲۵ و بیشتر متفاوت خواهد بود و به ترتیب ۰/۲ و ۰/۴ منظور می‌شود.

در مورد دوده سیلیسی حداکثر مقدار آن باید ۱۱ درصد وزن سیمان (۱۰ درصد وزن مواد چسباننده) باشد و مازاد آن نباید در تعیین نسبت آب به سیمان معادل و حداقل مقدار مواد سیمانی منظور شود. مقدار k به دلیل تأثیر قابل توجه دوده سیلیسی بر مقاومت بتن برابر ۲ منظور شده است؛ ولی برای نسبت‌های آب به سیمان بزرگتر از ۰/۴۵ و در معرض کربناته شدن، یخبندان و آب‌شدگی در حالت بدون مواد حباب‌زا مقدار k برابر ۱ در نظر گرفته می‌شود. اجازه داده شده است حداقل مقدار مواد سیمانی با در نظر گرفتن این ضریب کمتر شود؛ اما اگر حداقل سیمان $۳۰۰kg/m^3$ باشد، عملاً حداکثر دوده سیلیسی ۳۰ کیلوگرم و مقدار سیمان حداقل ۲۷۰ کیلوگرم خواهد بود.

در مثال حاضر، مقدار سیمان برابر است با:

$$C = \frac{172}{0.48} = 358\frac{kg}{m^3}$$

به دلیل آن که این مقدار از حداقل مجاز مقدار سیمان مندرج در اطلاعات طرح ($۳۳۵kg/m^3$) بیشتر است؛ بنابراین در این مرحله مقدار سیمان برابر ۳۵۸ کیلوگرم در نظر گرفته می‌شود.

از آن‌جا که مقدار سیمان از ۳۵۰ کیلوگرم بیشتر می‌باشد، لازم است اصلاحی بر روی آب انجام شود. منحنی‌های ارائه شده در شکل‌های (پ-۲-۳) و (پ-۲-۴) برای عیار سیمان ۳۵۰ کیلوگرم تهیه شده است که به ازای هر ۱۰ کیلوگرم سیمانِ بیشتر، باید مقدار آب ۱ تا ۲ کیلوگرم افزایش یابد.

$$C = \frac{358-350}{10} \times 1.5 = 1\frac{kg}{m^3}$$

بنابراین، برای اصلاح آب، مقدار ۱ کیلوگرم به آب اضافه می‌شود و مقدار آب ۱۷۳ می‌شود؛ بنابراین سیمان مصرفی حدود ۳۶۰ کیلوگرم خواهد بود.

گام پنجم: تعیین مقدار سنگ‌دانه بتن

آخرین مجهول در طرح مخلوط، مقدار سنگ‌دانه بتن است. حجم سنگ‌دانه‌های اشباع با سطح خشک در بتن از رابطه (پ-۲-۲۱) به‌دست می‌آید.

$$V_{A_{SSD}} = \left(1000 - \frac{C}{\rho_c} - \frac{w_f}{\rho_w} - \frac{D}{\rho_D} - V_a\right) \qquad (پ-۲-۲۱)$$

که در آن $V_{A_{SSD}}$ حجم کل سنگ‌دانه‌های اشباع با سطح خشک بر حسب dm^3، C مقدار سیمان بر حسب kg/m^3، W_f جرم آب آزاد بر حسب kg/m^3، D مقدار مواد جایگزین سیمان بر حسب kg/m^3، Va حجم هوای موجود در بتن

(عمدی و ناخواسته) بر حسب dm^3، ρ_c دانسیته سیمان بر حسب kg/dm^3، ρ_w دانسیته آب بر حسب kg/dm^3 که معادل ۱ منظور می‌شود و ρ_D دانسیته افزودنی معدنی بر حسب kg/dm^3 است.

وزن کل سنگ‌دانه‌های اشباع با سطح خشک از رابطه (پ-۲-۲۲) به‌دست می‌آید.

$$A_{SSD} = \rho_{A_{SSD}} \times V_{A_{SSD}} \qquad (پ-۲-۲۲)$$

که در آن، A_{SSD} وزن کل سنگ‌دانه‌های اشباع با سطح خشک برحسب kg/m^3 و $\rho_{A_{SSD}}$ دانسیته متوسط مخلوط سنگ‌دانه‌های اشباع با سطح خشک برحسب kg/dm^3 و $V_{A_{SSD}}$ حجم کل سنگ‌دانه‌های اشباع با سطح خشک بر حسب dm^3 است.

فرض مقدار درصد هوای ناخواسته موجود در بتن با توجه به حداکثر اندازه سنگ‌دانه بتن و روانی آن طبق جدول (پ-۲-۱۵) انجام می‌شود. درصد هوا باید در ۱۰ ضرب شود و حجم هوا بر حسب دسی متر مکعب در رابطه حجم مطلق قرار گیرد.

جدول پ-۲-۱۵- مقدار درصد هوای ناخواسته در بتن (V_a)

حداکثر اندازه سنگ‌دانه (mm)	۹/۵	۱۲/۵	۱۹	۲۵	۳۸
درصد هوای ناخواسته	۱/۵-۳	۱/۲۵-۲/۵	۱-۲	۰/۷۵-۱/۵	۰/۵-۱

چگالی ذرات سیمان و افزودنی‌های پودری معدنی باید طبق نتایج آزمایش‌های انجام شده در رابطه حجم مطلق قرار داده شود. در صورتی که این مقادیر به کمک آزمایش تعیین نشده باشد، می‌توان از حدود مقادیر تقریبی مندرج در جدول (پ-۲-۱۶) استفاده کرد.

جدول پ-۲-۱۶- مقادیر تقریبی چگالی انواع سیمان و مواد پودری معدنی

نوع سیمان	محدوده دانسیته فرضی kg/dm^3	نوع ماده پودری معدنی	محدوده دانسیته فرضی kg/dm^3
پرتلند نوع ۱ (انواع رده‌ها)	۳/۰۵-۳/۱۰	پودر پوزولان طبیعی (توف)	۲/۵۰-۲/۶۰
پرتلند نوع ۲	۳/۱۰-۳/۱۵	پودر سرباره کوره آهن‌گدازی	۲/۷۰-۲/۸۰
پرتلند نوع ۳	۳/۰۵-۳/۱۰	پودر سرباره کوره فولاد سازی	۲/۸-۳/۲۰
پرتلند نوع ۴	۳/۱۵-۳/۲۰	پودر سرباره کوره مسگدازی	۳/۸۰-۴/۰۰
پرتلند نوع ۵	۳/۲۰-۳/۲۵	دوده سیلیسی	۲/۲۰-۲/۳۰
پرتلند پوزولانی	۳/۰۵-۳/۱۰	پودر سنگهای آهکی	۲/۵۰-۲/۷۰
پرتلند پوزولانی ویژه	۳/۰۰-۳/۰۵	پودر سنگهای سیلیسی (کوارتزی)	۲/۵۰-۲/۶۵
پرتلند سرباره‌ای	۳/۰۰-۳/۰۵	متاکائولن	۲/۲-۲/۴
پرتلند سرباره‌ای ضدسولفات	۲/۹۵-۳/۰۰	خاکستر پوسته برنج	۲/۲-۲/۴
پرتلند آهکی	۳/۰۵-۳/۱۰		

در صورتی که حجم کل سنگ‌دانه به‌دست آمده باشد، با توجه به سهم حجمی هر یک می‌توان حجم هر یک از سنگ‌دانه‌ها را به‌دست آورد. سپس با ضرب دانسیته هر یک از سنگ‌دانه‌ها در حجم آن می‌توان جرم سنگ‌دانه‌های اشباع با سطح خشک (A_{SSDi}) را به تفکیک تعیین کرد.

با داشتن مقدار هر یک از سنگ‌دانه‌ها به‌صورت اشباع با سطح خشک و ظرفیت جذب آب آن‌ها می‌توان مقدار سنگ‌دانه‌های کاملاً خشک و آب موجود در آن‌ها را برای رسیدن به حالت اشباع از رابطه (پ-۲-۲۳) به‌دست آورد.

$$A_{di} = \frac{A_{SSDi}}{1+a_{ci}} \qquad \text{(پ-۲-۲۳)}$$

که در آن A_{di} وزن سنگ‌دانه به‌صورت کاملاً خشک بر حسب kg/m^3، A_{SSDi} وزن سنگ‌دانه به‌صورت اشباع با سطح خشک و a_{ci} ظرفیت جذب آب سنگ‌دانه (به‌صورت اعشاری) است.

مقدار آب کل بتن (W_t) برابر است با مقدار آب آزاد (W_f) به اضافه آب موجود در سنگ‌دانه‌های اشباع با سطح خشک بتن ($A_{SSD} - A_d$).

باید توجه شود که مقادیر به‌دست آمده در پایان این مرحله منجر به تهیه طرح مخلوط اولیه می‌شود و نمی‌تواند طرح مخلوط نهایی باشد؛ مگر آن که با ساخت مخلوط، آزمون و اصلاح یا تعدیل طرح مخلوط اولیه این نتیجه حاصل شود.

در طرح حاضر مقدار هوای بتن در حدود ۱/۵ درصد فرض می‌شود (به جدول پ-۲-۱۵ مراجعه شود) و با توجه به وزن مخصوص متوسط سنگ‌دانه و وزن مخصوص سیمان نتیجه می‌شود که:

$$A_{SSD} = 2.54(1000 - \frac{360}{3.15} - \frac{173}{1} - 15.0) = 1772 \ \frac{kg}{m^3}$$

با توجه به سهم هر یک از سنگ‌دانه‌ها:

$G_{SSD} = 1772 \times 0.4 = 709 \ Kg/m^3$
$S_{SSD} = 1772 \times 0.6 = 1063 \ Kg/m^3$

می‌توان ابتدا حجم کل سنگ‌دانه‌ها را به‌دست آورد و سپس وزن آن‌ها را محاسبه نمود.

$$V_{A_{SSD}} = (1000 - \frac{360}{3.15} - \frac{173}{1} - 15.0) = 697.71 \ lit$$

$V_G = 0.4 \times 697.71 = 279.08$ lit, $V_S = 0.6 \times 697.71 = 418.83$ lit, $G_{SSD} = 279.08 \times 2.6 = 726 \ Kg/m^3$,
$S_{SSD} = 418.83 \times 2.5 = 1047 \ Kg/m^3$

مقدار سنگ‌دانه خشک عبارت است از:

حالت اول:

$$\begin{cases} G_d = \dfrac{709}{1+0.026} \approx 691 \ Kg/m^3 \\ S_d = \dfrac{1063}{1+0.032} \approx 1030 \ Kg/m^3 \end{cases}$$

حالت دوم:

$$\begin{cases} G_d = \dfrac{726}{1+0.026} = 708 \, {}^{Kg}\!/_{m^3} \\ S_d = \dfrac{1047}{1+0.032} = 1014 \, {}^{Kg}\!/_{m^3} \end{cases}$$

آب کل، مجموع آب آزاد و آب موجود در سنگ‌دانه‌ها در حالت اشباع با سطح خشک است.

W_t =172+(709-691)+(1063-1030)=223 kg/m^3

باید توجه شود که مقادیر به‌دست آمده در پایان این مرحله منجر به تهیه طرح مخلوط اولیه می‌شود و نمی‌تواند طرح مخلوط نهایی باشد؛ مگر آن که با ساخت مخلوط، آزمون و اصلاح یا تعدیل طرح مخلوط اولیه این نتیجه حاصل شود.

پیوست ۳

استانداردهای مشخصات و آزمایش‌های مصالح روسازی بتنی

آزمایش‌ها و مشخصات استاندارد مورد عمل برای سنگ‌دانه، سیمان، آب، افزودنی‌های شیمیایی، فولاد، بتن تازه، بتن سخت شده و موادرزگیر و پرکننده به شرح جدول‌های (پ-۳-۱) تا (پ-۳-۸) است.

جدول پ-۳-۱- استانداردهای مشخصات سیمان و ملات

ردیف	مشخصات - آزمایش	عنوان	ASTM	AASHTO	BSI	ISO	استاندارد ایران
۱	مشخصات	سیمان پرتلند	C150	M85	BS12 BS1370 BS4027		389
۲	"	سیمان پرتلند روباره‌ای	C595	M240	BS146 BS4246		3517
۳	"	سیمان‌های آمیخته	C595	M240	BS146 BS4246		3432 4220 16481
۴	"	میز جاری شدن برای آزمایش سیمان	C230	M152			
۵	آزمایش	مقدار بهینه SO_3 در سیمان پرتلند	C563				1694
۶	"	نمونه‌گیری از سیمان	C183	T127	BS4550 Part1		
۷	"	تجزیه شیمیایی سیمان	C114	T105	BS4550 Part2		1692 1693 1694 1695
۸	"	جرم مخصوص سیمان به وسیله نفوذ هوا	C188	T133	BS4550 Part3		
۹	"	نرمی سیمان (نفوذ هوا)[۳۵]	C204	T153	BS4550 Part3		190
۱۰	"	نرمی سیمان (**کدری** سنج واگنر)[۳۶]	C115	T98			
۱۱	"	اختلاط مکانیکی خمیرهای سیمان و ملات	C305	T162			
۱۲	"	زمان گیرش سیمان به وسیله سوزن ویکات	C191	T131			
۱۳	"	زمان گیرش سیمان به وسیله سوزن گیلمور	C266	T154			
۱۴	"	مقدار هوای ملات	C185	T137	BS4551 Part1		
۱۵	"	روانی و زمان گیرش سیمان	C187	T129	BS4550 Part3		
۱۶	"	مقاومت کششی ملات	C190	T132			

35- Blain test
36- Wagner turbidimeter

ردیف	مشخصات - آزمایش	عنوان	ASTM	AASHTO	BSI	ISO	استاندارد ایران
۱۷	"	مقاومت خمشی ملات	C348				393
۱۸	"	مقاومت فشاری ملات (آزمایش نمونه مکعبی)	C109	T106	BS4550 Part3		
۱۹	"	مقاومت فشاری ملات (آزمایش نمونه منشوری)	C349			R679	393
۲۰	"	آب انداختن خمیرهای سیمان و ملات	C243				
۲۱	"	حرارت آبگیری سیمان	C186		BS4550 Part3		394
۲۲	"	انبساط سیمان در اتوکلاو (آزمایش سلامت)	C151	T107	BS4550 Part3		391
۲۳	"	تغییر طول ملات و بتن سخت شده	C157				
۲۴	"	قابلیت انبساط سولفاتی ملات‌ها	C452				
۲۵	"	انبساط مفید سیمان منبسط شونده	C806				
۲۶	"	جمع‌شدگی خشک شدن ملات	C596				

جدول پ-۳-۲- استانداردهای مشخصات سنگ‌دانه‌های بتن روسازی بتنی

ردیف	مشخصات - آزمایش	عنوان	ASTM	AASHTO	BSI	ISO	استاندارد ایران
۱	مشخصات	سنگ‌دانه‌های ریز و درشت بتن	C33	M-85 M-6	BS882 BS1201		302
۲	آزمایش	نمونه‌برداری از سنگ‌دانه‌ها	D75	T2	BS812 Part1 BS3681		11267
۳	"	آزمایش سنگ‌شناسی	C295				
۴	"	دانه‌بندی با الک	C136	T27	BS812 Part1		4977
۵	"	مقدار کل رطوبت	C566	T255	BS812 Part2		
۶	"	رطوبت سطحی سنگ‌دانه‌های ریز	C70	T142			
۷	"	جرم مخصوص (وزن واحد حجم)	C29	T19	BS812 Part2		
۸	"	چگالی و جذب آب سنگ‌دانه‌های درشت	C127	T85	BS812 Part2		611 578
۹	"	چگالی و جذب آب سنگ‌دانه‌های ریز	C128	T84	BS812 Part2		1086
۱۰	"	سلامت سنگ‌دانه‌ها	C88	T104			449
۱۱	"	ارزیابی مقاومت سنگ‌دانه‌های درشت در برابر یخبندان در بتن با حباب هوا	C682				578
۱۲	"	ضربه و خرد شدن			BS812 Part3		669
۱۳	"	ناخالصی‌های آلی	C40	T21			4979
۱۴	"	اثر ناخالصی‌های آلی سنگ‌دانه‌های ریز روی مقاومت ملات	C87	T71			
۱۵	"	مصالح ریزتر از الک شماره ۲۰۰ (۷۵ میکرون)	C117	T11	BS812 Part3		446
۱۶	"	سنگ‌دانه‌های سبک وزن	C123	T113			
۱۷	"	سنگ‌دانه‌های پولکی و سوزنی			BS812 Part1		
۱۸	"	کلوخه‌های رسی و دانه‌های سست	C142	T112			4978
۱۹	"	دانه‌های نرم[۳۷]	C235				
۲۰	"	قابلیت واکنش قلیایی مخلوط‌های سیمان و سنگ‌دانه (روش منشور ملات)	C227				
۲۱	"	واکنش قلیایی سنگ‌دانه (منشورهای بتنی)	C1260				
۲۲	"	قابلیت واکنش زایی سنگ‌دانه (روش شیمیایی)	C289				
۲۳	"	واکنش قلیایی بالقوه سنگ‌های کربناتی	C586				
۲۴	"	قابلیت تغییرات حجمی مخلوط‌های سیمان و سنگ‌دانه‌ها	C342				
۲۵	"	مقدار کل یا مقدار یون سولفات قابل حل در آب			BS1377 Test9		19038-1

37- Soft particles

ردیف	مشخصات - آزمایش	عنوان	ASTM	AASHTO	BSI	ISO	استاندارد ایران
۲۶	"	مقدار کلرید سنگ‌دانه		T260	BS812 Part4 BS1881 Part6		
۲۷	"	ذغال سنگ، لیگنیت، چرت (ذرات سبک)	C123	T113			4984

جدول پ-۳-۳- استانداردهای مشخصات آب در تهیه بتن روسازی بتنی

ردیف	مشخصات - آزمایش	عنوان	ASTM	AASHTO	BSI	ISO	استاندارد ایران
۱	مشخصات	تعاریف و واژه‌هایی که به آب ارتباط دارد	D1129				
۲	مشخصات	آب مصرفی در بتن	C1602	M157 (بند 4.1.4)			
۳	آزمایش	تعیین یون‌های کلسیم و منیزیم در آب	D511				
۴	"	pH آب	D1293	T26			
۵	"	اسیدی یا قلیایی بودن آب	D1067				
۶	"	ذرات معلق و مواد محلول در آب	D1888				
۷	"	یون کلرید در آب	D512				
۸	"	یون سولفات در آب	D516		BS1377 Test10		
۹	"	کیفیت آب مصرفی در بتن		T26	BS3148		

جدول پ-۳-۴- استانداردهای مشخصات افزودنی‌های شیمیایی و معدنی بتن روسازی بتنی

ردیف	مشخصات - آزمایش	عنوان	ASTM	AASHTO	BSI	ISO	استاندارد ایران
۱	مشخصات	مواد افزودنی شیمیایی	C494	M194	BS5075 Part1		2930
۲	"	مواد افزودنی حباب ساز	C260	M154			
۳	"	خاکستر بادی و پوزولانهای طبیعی خام یا تکلیس شده	C618	M295			
۴	"	کلرید کلسیم	D98	M144			
۵	"	روباره آهن‌گدازی مصرفی در بتن و ملات	C989	M302			
۶	"	دوده سیلیسی مصرفی در بتن و ملات	C1240	M307			
۷	"	مواد شیمیایی امولسیونی برای چسبیدن بتن تازه به بتن سخت شده	C1059				
۸	آزمایش	نمونه‌گیری و آزمایش کلرید کلسیم	D345	T143			
۹	"	مواد افزودنی حباب ساز	C233	T157			
۱۰	"	نمونه‌برداری و آزمایش‌های خاکستر بادی یا پوزولان‌های طبیعی	C311				
۱۱	"	کنترل واکنش زایی قلیایی سنگ‌دانه‌های بتن با استفاده از افزودنی‌های معدنی	C441				

جدول پ-۳-۵- استانداردهای مشخصات فولاد در روسازی بتنی

ردیف	مشخصات - آزمایش	عنوان	ASTM	AASHTO	DIN	سایر استاندارد
۱	مشخصات	میلگرد ساده و آجدار در بتن آرمه	A615/A615M	M31M/M31		
۲	"	میلگرد آجدار از نوع فولاد ریلی	A996/A996M	M322M/M322		
۳	آزمایش	آزمایش کششی میلگرد			488 Part3	RC2*
۴	"	آزمایش کششی پس از خم کردن و باز کردن خم (برای میلگرد و سیم با قطر کمتر از ۹ میلی‌متر)			488 Part5	RC3*
۵	"	آزمایش خم کردن و باز کردن خم			488 Part3	RC4*
۶	"	آزمایش پیوستگی میلگرد با بتن (آزمایش تیر)				RC5*
۷	"	آزمایش پیوستگی میلگرد با بتن (آزمایش بیرون کشیدن میلگرد)				RC6*
۸	"	آزمایش وصله‌های جوش شده میلگرد			488 Part7	RC7*
۹	"	آزمایش خستگی میلگرد			488 Part3	RC8*

*RILEM – CEB - FIB

جدول پ-۳-۶- استانداردهای مشخصات بتن تازه

ردیف	مشخصات - آزمایش	عنوان	ASTM	AASHTO	BSI	ISO	استاندارد ایران
۱	مشخصات	بتن آماده	C94	M157	BS1920		
۲	"	مواد محلول عمل آوردن بتن تازه	C309	M148			
۳	"	مواد غشایی عمل آوردن بتن تازه	C171	M171			
۴	"	تهیه بتن با روش حجمی به طریق اختلاط مداوم[۳۸]	C685	M241			
۵	آزمایش	نمونه‌برداری	C172	T141	BS1881 Part1		489
۶	"	ساختن و عمل آوردن نمونه‌های آزمایشی بتن در آزمایشگاه	C192	T126	BS1881 Part3		581
۷	"	ساختن و عمل آوردن نمونه‌های آزمایشی بتن در کارگاه	C31	T23	BS1881 Part3		
۸	"	آزمایش روانی (اسلامپ)	C143	T119	BS1881 Part2		3203-2
۹	"	آزمایش روانسنجی وی - پی			BS1881 Part2		
۱۰	"	نفوذ گلوله در بتن تازه (گلوله کلی)[۳۹]	C360				511
۱۱	"	آزمایش ضریب تراکم			BS1881 Part2		
۱۲	"	وزن مخصوص، بازدهی و مقدار هوا (اندازه‌گیری وزنی)	C138	T121	BS1881 Part2		3821
۱۳	"	مقدار هوای بتن تازه (اندازه‌گیری حجمی)	C173	T196			3823
۱۴	"	مقدار هوای بتن تازه (روش فشاری)	C231	T152	BS1881 Part2		
۱۵	"	تجزیه بتن تازه			BS1881 Part2		
۱۶	"	آب انداختن بتن	C232	T158			
۱۷	"	زمان گیرش بتن به وسیله مقاومت در برابر نفوذ	C403	T157			
۱۸	"	تغییرات حجمی اولیه	C827				
۱۹	"	نگهداری آب بتن به وسیله مواد عمل‌آورنده بتن	C156				
۲۰	"	درجه حرارت بتن	C1064				
۲۱	"	اندازه‌گیری آب بتن	C1079				

38- Volumetric batching and continuous mixing
39- Kelly bell

جدول پ-۳-۷- استانداردهای مشخصات بتن سخت شده

ردیف	مشخصات - آزمایش	عنوان	ASTM	AASHTO	BSI	ISO	استاندارد ایران
۱	آزمایش	تسطیح سر نمونه‌های استوانه‌ای	C617	T231	BS1881 Part3		
۲	"	مقاومت فشاری	C39	T22	BS1881 Part4		6048
۳	"	مقاومت فشاری بتن (نمونه‌های منشوری)	C116	T140	BS1881 Part4		
۴	"	عمل آوردن تسریع شده و آزمایش بتن	D684				
۵	"	مقاومت کششی دو نیم کردن	C496	T198	BS1881 Part4		6047
۶	"	مقاومت خمشی بتن با استفاده از تیر ساده با بارگذاری متمرکز در نقاط یک سوم دهانه	C78	T97	BS1881 Part4 BS340 BS368		490
۷	"	مقاومت خمشی بتن با استفاده از تیر ساده با بارگذاری متمرکز در وسط دهانه	C293	T177			17731
۸	"	تعیین خشک‌شدگی، جمع‌شدگی و حرکت رطوبت	C490		BS1881 Part5		
۹	"	ضریب الاستیسیته استاتیکی و نسبت پواسون	C469		BS1881 Part5		525
۱۰	"	فرکانس‌های اصلی، عرضی، طولی و پیچشی	C215		BS1881 Part5		
۱۱	"	ویژگی‌های مکانیکی تحت اثر بارهای سه محوری	C801				
۱۲	"	وارفتگی بتن در فشار	C512				
۱۳	"	تغییر طول نمونه‌های مته یا اره شده	C341		BS1881 Part5		
۱۴	"	چگالی، جذب آب و فضاهای خالی	C642		BS1881 Part5		
۱۵	"	تعیین میکروسکپی سیستم حباب‌های هوا	C457				
۱۶	"	عیار سیمان بتن سخت شده	C1084	T178	BS1881 Part6		
۱۷	"	مقاومت در برابر یخ زدن و آب شدن سریع	C666	T161			
۱۸	"	اتّساع بحرانی در اثر یخبندان	C671				
۱۹	"	مقاومت در برابر سایش به وسیله ماسه‌پاشی	C418				
۲۰	"	مقاومت سایشی سطوح افقی	C779				
۲۱	"	مقاومت پوسته شدن بتن در معرض مواد شیمیایی یخ زدا	C672				
۲۲	"	پیوستگی ایجاد شده با میلگردهای فولادی	C234	T159			
۲۳	"	نمونه‌برداری از بتن در عملیات اجرایی و آزمایش نمونه	C823				

ردیف	مشخصات - آزمایش	عنوان	ASTM	AASHTO	BSI	ISO	استاندارد ایران
۲۴	"	آزمایش مغزه‌های مته شده و تیرهـای اره شده	C42	T24	BS1881 Part4		12306
۲۵	"	عدد برجهندگی	C805		BS4408 Part4		
۲۶	"	مقاومت نفوذی	C803				
۲۷	"	آزمایش بتن به روش فراصوتی	C597		BS4409 Part5		
۲۸	"	مقاومت در برابر بیرون کشیدن	C900				
۲۹	"	اندازه‌گیری کلر قابل حل در اسید در بتن و ملات	C1152				
۳۰	"	اندازه‌گیری کلر قابل حل در آب، در بتن و ملات	C1218				
۳۱	"	اندازه‌گیری نفوذ یون کلر در بتن بـا روش الکتریکی	C1202	T277			
۳۲	"	تجزیه بتن سخت شده			BS1881 Part6		
۳۳	"	دستگاه‌های الکترومغناطیسی اندازه‌گیـری پوشش			BS4408 Part1		
۳۴	"	رادیوگرافی با اشعه گاما			BS4408 Part3		

جدول پ-۳-۸- مشخصات مواد درزگیر و پرکننده‌ها در روسازی بتنی

ردیف	مشخصات - آزمایش	عنوان	ASTM	AASHTO	ISO	سایر استانداردها
۱	مشخصات	درزگیر گرم الاستومری برای روسازی بتنی	D3406	M282		
۲	"	درزگیر گرم	D6690	M324		
۳	"	درزگیرهای پیش‌ساخته الاستومری پلی‌کلروپرن[۴۰] برای روسازی بتنی	D2628	M220	ISO4635	ایران 14446
۴	"	مواد[۴۱] روغنی-چسبنده مخصوص نصب درزگیرهای پیش‌ساخته فشاری[۴۲]	D2835			
۵	"	درزگیر سیلیکونی	D5893			TT-S-1543A
۶	"	میله پشت‌بند (نوع ۱ یا ۳)	D5249			
۷	"	پرکننده پیش‌ساخته[۴۳] ارتجاعی	D994	M33		
۸	"	پرکننده پیش‌ساخته از نوع لاستیک اسفنجی	D1752	M153		
۹	"	پرکننده پیش‌ساخته از نوع قیری	D 1751	M213		
۱۰	"	صفحات پلی‌استایرن پرکننده[۴۴]	ASTM C203			

40- Polychloroprene elastomeric joint seals
41- Lubricant-Adhesive
42- Preformed compression seals
43- Preformed expansion joint filler
44- Polystyrene board fillers

پیوست ۴

چک‌لیست کنترل کیفیت مخلوط بتن

بر اساس مطالب مندرج در فصل سوم، چک‌لیست مربوط به کنترل کیفیت مخلوط بتن در جدول (پ-۴-۱) ارائه شده است.

جدول پ-۴-۱- چک‌لیست مربوط به کنترل کیفیت مخلوط بتن

ردیف	معیار	نتیجه بررسی		توضیحات
		بله	خیر	
	سیمان			
	آیا تواتر نمونه‌برداری از سیمان پرتلند به نحو صحیح انجام شده است؟			
	آیا نتایج حاصل از یک آزمایش یا میانگین نتایج حاصل از دو آزمایش متوالی، ضوابط مندرج در جدول‌های (۳-۱۸) و (۳-۱۹) را برآورده می‌کند؟			
	آیا میانگین نتایج حاصل از دو آزمایش متوالی یا میانگین نتایج حاصل از سه آزمایش متوالی، ضوابط مندرج در جدول (۳-۲۰) را برآورده می‌کند؟			
	آیا ضوابط بسته‌بندی، حمل و نقل، انبارکردن و مصرف سیمان‌های کیسه‌ای رعایت شده است؟			
	آیا ضوابط انبارکردن و مصرف سیمان‌های فله رعایت شده است؟			
	سنگ‌دانه			
	آیا دانه‌بندی مصالح ریزدانه مطابق جدول (۳-۲۱) است؟			
	آیا مقدار سنگ‌دانه ریز مانده بین دو الک متوالی کمتر از ۴۵ درصد است؟			
	آیا ضریب نرمی سنگ‌دانه ریز برای دانه‌بندی گروه ۱ از جدول (۳-۲۱) بزرگ‌تر یا مساوی ۲/۳ و کوچک‌تر یا مساوی ۳/۱ و برای دانه‌بندی گروه ۲ از جدول (۳-۲۱) بزرگ‌تر یا مساوی ۲/۳ و کوچک‌تر یا مساوی ۳/۸ است؟			
	آیا ضریب نرمی سنگ‌دانه ریز که از معدن مشخصی تهیه می‌شود در فرآیند عملیات اجرایی کمتر یا مساوی ۰/۲ درصد تغییر می‌کند؟			
	آیا رنگ حاصله از آزمایش تعیین ناخالصی‌های آلی روی سنگ‌دانه ریز تیره‌تر از رنگ استاندارد است؟			
	آیا حداکثر مقادیر مجاز مواد زیان‌آور در سنگ‌دانه ریز بتن مطابق جدول (۳-۲۲) است؟			
	آیا افت وزنی سنگ‌دانه ریز پس از ۵ نوبت آزمایش با سولفات سدیم کوچک‌تر یا مساوی ۱۰ درصد است؟			
	آیا دانه‌بندی سنگ‌دانه درشت مطابق یکی از دانه‌بندی‌های مندرج در جدول (۳-۲۳) است؟			
	آیا بزرگ‌ترین اندازه اسمی سنگ‌دانه‌های درشت از هر یک از مقادیر زیر کوچک‌تر است؟ ۱) یک سوم ضخامت دال؛ ۲) سه چهارم حداقل فاصله آزاد بین میلگردها؛ ۳) سه چهارم پوشش بتن روی میلگردها؛ ۴) ۳۷/۵ میلی‌متر در روسازی‌های بتنی مسلح؛ ۵) ۶۳ میلی‌متر در روسازی‌های بتنی ساده درزدار			
	آیا مقادیر حداکثر مجاز مواد زیان‌آور در سنگ‌دانه درشت مطابق جدول (۳-۲۴) است؟			
	آیا درصد سایش سنگ‌دانه درشت به روش لوس‌آنجلس کوچک‌تر یا مساوی ۵۰ درصد است؟			

ردیف	معیار		نتیجه بررسی		توضیحات
			بله	خیر	
	آیا افت وزنی سنگ‌دانه درشت پس از ۵ نوبت آزمایش با محلول سولفات سدیم کوچک‌تر یا مساوی ۱۲ درصد است؟				
	آیا حداکثر میزان مجاز سنگ‌دانه‌های درشت پهن و دراز در حالت نسبت ۱ به ۳، کمتر از ۱۵ درصد وزنی است؟				
	آیا شرایط به گونه‌ای هست که مواد خارجی و زیان آور در سنگ‌دانه‌ها نفوذ نکند؟	کنترل ضوابط بارگیری، حمل و نقل، انبارکردن و مصرف سنگ‌دانه			
	آیا شرایط به گونه‌ای هست که دانه‌های ریز و درشت در یک دپو از یکدیگر جدا نشوند؟				
	آیا شرایط به گونه‌ای هست که سنگ‌دانه‌ها شکسته نشوند؟				
	آیا محل نگهداری سنگ‌دانه دور از پوشش گیاهی و مواد آلوده کننده است؟				
	آیا درشت‌دانه‌های با حداکثر اندازه اسمی بیش از ۳۸ میلی‌متر، در دو گروه کمتر و بیشتر از ۲۵ میلی‌متر و درشت‌دانه‌های با حداکثر اندازه اسمی ۳۸ میلی‌متر یا کمتر در دو گروه کمتر و بیشتر از ۱۹ میلی‌متر نگهداری می‌شوند؟				
	آیا دیوارهای تقسیم دپوی سنگ‌دانه‌ها به‌گونه‌ای مقاوم و پایدار است که در صورت خالی شدن یک قسمت و پر بودن قسمت مجاور، دیواره بر اثر رانش سنگ‌دانه ها، خراب یا جابجا نشود؟				
	آیا در هنگام بارش و یا یخبندان، سنگ‌دانه‌های واقع در فضای آزاد با برزنت یا ورقه های پلاستیکی مناسب پوشانیده می‌شود؟				
	آیا در هنگام گرمای شدید، روی سنگ‌دانه‌های واقع در فضای آزاد، سایبان درست می‌شود؟				
	آیا شیب مخروطی‌های دپوی سنگ‌دانه‌ها زیاد نیست؟				
	آیا سنگ‌دانه‌ها تا حد امکان به‌صورت لایه‌هایی با ضخامت یکسان بر روی یکدیگر ریخته شده و انبار می‌شوند.				
	آیا سنگ‌دانه‌ها با لودر یا وسایل مناسب دیگر به گونه‌ای برداشته می‌شوند که هر بار قسمت‌هایی از همه لایه‌های افقی برداشته شوند؟				
	آیا محل دپوی سنگ‌دانه چنان آماده شده است که همواره تخلیه آب مازاد امکان‌پذیر باشد؟				
	آیا سنگ‌دانه در کارگاه حداقل دوازده ساعت در محل باقی‌مانده و سپس به مصرف می‌رسند؟				
	آیا سیلوی ذخیره سنگ‌دانه حتی المقدور به شکل مربع یا دایره و شیب مخروط یا هرم تحتانی آن کمتر از ۵۰ درجه است؟				

ردیف	معیار	نتیجه بررسی		توضیحات
		بله	خیر	
	آیا ریختن سنگ‌دانه به داخل سیلو به‌صورت قائم انجام می‌شود؟			
	آیا به‌منظورخالی کردن سنگ‌دانه‌ها از بلندی به داخل سیلو، از نردبان ویژه مصالح سنگی استفاده می‌شود؟			
	آیا در هنگام بارش برف و یخبندان، سنگ‌دانه‌ها به گونه‌ای انبار می‌شوند که امکان یخ‌زدگی و نیز جمع شدن برف و یخ بین دانه‌ها وجود نداشته باشد؟			
	آیا هنگام تحویل هر محموله از سنگ‌دانه‌های وارده به کارگاه، مشخصات مذکور در اسناد تحویل سنگ‌دانه‌ها با مشخصات سفارش داده شده و نیز سنگ‌دانه‌های وارده مقایسه و انطباق آن کنترل می‌شود؟			
	آب			
	آیا کیفیت آب مصرفی برای استفاده در بتن مناسب است؟			
	موادافزودنی			
	آیا استفاده از مواد افزودنی مطابق ضوابط فنی می‌باشد؟			
	بتن ساخته شده (تازه یا سخت شده)			
	آیا عیار سیمان بتن بدون هوا بزرگ‌تر یا مساوی ۳۳۵ کیلوگرم در متر مکعب بتن (یا عیار سیمان بتن با هوا بزرگ‌تر یا مساوی ۳۵۵ کیلوگرم در متر مکعب بتن) است؟ (ضمن در نظر گرفتن جدول ۳-۲۹)			
	آیا نسبت آب به سیمان برای بتن بدون هوا کوچک‌تر یا مساوی ۰/۵۳ (یا نسبت آب به سیمان برای بتن با هوا کوچک‌تر یا مساوی ۰/۴۹) است؟ (ضمن در نظر گرفتن جدول ۳-۲۹)			
	آیا اسلامپ بتن بین ۱۰ تا ۷۰ میلی‌متر است؟			
	آیا درصد هوای ایجاد شده[45] در بتن بین ۵ تا ۸ درصد است؟ (ضمن درنظر گرفتن جدول ۳-۲۸)			
	آیا یکی از شرایط زیر برقرار است؟ الف در سه نمونه‌برداری متوالی از بتن، مقاومت هر یک از نمونه‌ها بزرگ‌تر یا مساوی مقاومت فشاری مشخصه است؟ ب- متوسط مقاومت‌های سه نمونه‌برداری متوالی حداقل ۱/۵ مگاپاسگال بیشتر از مقاومت مشخصه است و کوچک‌ترین مقاومت نمونه‌ها از مقاومت فشاری مشخصه بیش از ۴ پاسگال کمتر نیست؟			
	آیا متوسط مقاومت‌های نمونه‌ها از مقاومت فشاری مشخصه کمتر است یا کوچک‌ترین مقاومت فشاری نمونه‌ها از مقاومت فشاری مشخصه بیش از ۴ مگاپاسگال کمتر است؟			
	آیا مقاومت فشاری نمونه‌های استوانه‌ای بتن بزرگ‌تر یا مساوی ۳۰ مگاپاسکال است؟			
	آیا مقاومت خمشی بتن (به روش تیر ساده با بارگذاری در یک سوم دهانه) بزرگ‌تر یا مساوی ۴ مگاپاسکال (یا مقاومت خمشی بتن به روش تیر ساده با بارگذاری نقطه‌ای در مرکز[46] بزرگ‌تر یا مساوی ۴/۵ مگاپاسکال) است؟			

45 - Entrained air
46- Simple beam with center – point loading

پیوست ۵

چک‌لیست‌های عملیات نگهداری و تعمیر روسازی‌های بتنی ساده درزدار و مسلح پیوسته

بر اساس الزامات مربوط به هر یک از اقدامات ترمیمی مندرج در فصل چهارم، چک‌لیست‌های کنترل کیفیت عملیات مربوطه در جدول‌های (پ-۵-۱) تا (پ-۵-۹) ارائه شده است.

جدول پ-۵-۱- چک لیست عملیات درزگیری مجدد

مشخصه	نتیجه بررسی		توضیحات
	بله	خیر	
آیا انجام درزگیری مجدد ضرورت دارد؟			
آیا عرض ترک برای انجام درزگیری بین ۳ تا ۱۳ میلی‌متر است؟			
آیا شرایط آب و هوایی برای انجام عملیات درزگیری مناسب است؟			
آیا درزگیر خراب شده از محل درز خارج شده است؟			
آیا محل درزگیری به نحو مناسبی ساب‌زده و تمیز شده است؟			
آیا محل درزگیری خشک شده است؟			
آیا مواد مضر (گرد و خاک، مواد حاصل از برش خشک، رطوبت و روغن) در دیواره‌های درز وجود دارد؟			
آیا قبل از اجرای درزگیرهای درجا (اجرا شده در محل)، میله پشت‌بند مناسب کار گذاشته شده است؟			
آیا هنگام نصب پشت‌بند به توصیه‌های شرکت سازنده توجه شده است؟			
آیا مشخصات ماده درزگیر مطابق جدول (۳-۴۰) می‌باشد؟			
آیا دمای روسازی هنگام درزگیری گرم، بیشتر از ۱۰ درجه‌سانتی‌گراد است؟			
آیا سطح درزگیر به اندازه کافی (۳ تا ۸ میلی‌متر) پایین‌تر از سطح روسازی است؟			

مشخصه	نتیجه بررسی		توضیحات
آیا توصیه‌های شرکت تولیدکننده درزگیر رعایت شده است؟			
آیا هنگام استفاده از درزگیرهای سرد یا سیلیکونی، سطح درزگیر شکل‌دهی شده است؟			
آیا ضریب شکل مناسب در محل درز ایجاد شده است؟			
آیا دمای هوا و روسازی هنگام استفاده از درزگیر فشاری بیشتر صفر درجه سانتی‌گراد است؟			
آیا هنگام استفاده از درزگیرهای فشاری، درزگیر با فشار مناسب داخل محفظه درز قرار گرفته است؟			
آیا هنگام قراردادن درزگیر فشاری در محل درز، پیچ و تاب‌خوردگی، دندانه‌شدن و شکاف یا هر آسیب دیگری به ماده درزگیر وارد شده است؟			
آیا کشیدگی ماده درزگیر کمتر از ۵ درصد است؟			

جدول پ-۵-۲- چک‌لیست عملیات وصله پاره عمقی

مشخصه	نتیجه بررسی		توضیحات
	بله	خیر	
آیا استفاده از وصله پاره عمقی برای رفع خرابی موجود، گزینه مناسبی است؟			
آیا وصله‌ها به شکل مربع یا مستطیل هستند؟			
آیا سطح تعمیرات (مربوط به وصله) حداقل برابر ۳۰۰ در ۱۰۰ میلی‌متر است؟			
آیا ناحیه وصله‌کاری از هر طرف ۷۵ تا ۱۰۰ میلی‌متر بیشتر از ناحیه خرابی را شامل می‌شود؟			
آیا وصله‌های با فاصله کمتر از ۰/۵ متر، در هم ادغام شده‌اند؟			
آیا درزهایی که شامل بیش از ۲ وصله هستند، کل درز تعمیر شده است؟			
آیا برای وصله‌کاری، بتن معیوب با روش مناسب خارج شده است؟			
آیا پس از خارج کردن بتن معیوب، محل وصله به نحو مناسبی تمیز شده است؟			
آیا در نواحی که محل وصله در مجاورت درز			

مشخصه	نتیجه بررسی		توضیحات
(طولی یا عرضی) یا ترک قرار گرفته است، از میان‌درز قابل تراکم۴۷ به نحو مناسبی استفاده شده است؟			
آیا برای بهبود چسبندگی بین بتن وصله و بتن موجود، از مواد چسبنده استفاده شده است؟			
آیا بتن وصله قبل از خشک شدن مواد چسبنده اجرا شده است؟			
آیا در صورت استفاده از بتن زودگیر (برای عبور ترافیک ۴ تا ۶ ساعت بعد از وصله‌کاری)، دمای هوا بیش از ۵ درجه سانتی‌گراد است؟			
آیا بتن وصله به نحو مناسبی متراکم (ویبره) شده است؟			
آیا اطراف محل وصله و همچنین محل برش‌های اضافی، با دوغاب سیمان با نسبت آب به سیمان برابر ۱ به ۱ پر شده است؟			
آیا سطح وصله عمل‌آوری شده است			
آیا در صورتی که وصله در مجاورت درز یا ترک باشد، محل درز اره‌کاری و درزگیری شده است؟			
آیا قبل از عبور ترافیک از روی وصله، بتن به مقاومت مناسب رسیده است؟			

47- Compressible insert

جدول پ-۵-۳- چک‌لیست عملیات وصله عمقی

مشخصه	نتیجه بررسی		توضیحات
	بله	خیر	
آیا استفاده از وصله عمقی برای رفع خرابی موجود، گزینه مناسبی است؟			
آیا حداقل طول وصله برابر ۲ متر است؟			
آیا وصله‌های نزدیک به یکدیگر درهم ادغام شده‌اند؟			
آیا وصله تا مقدار مناسبی بعد از محل خرابی را شامل می‌شود؟			
آیا تا حد امکان وصله مربع شکل است و نسبت طول به عرض آن کم‌تر یا مساوی ۱ تا ۱/۵ است؟			
آیا بتن معیوب به نحو مناسبی از محل وصله‌کاری خارج شده است؟			
آیا هنگام خارج کردن بتن معیوب از محل وصله، به زیراساس آسیبی وارد شده است؟			
آیا گودال وصله خشک و خوب متراکم شده است؟			
آیا برای فراهم کردن انتقال بار بین وصله و روسازی موجود، از میلگردهای انتقال بار استفاده شده است؟			
آیا برای مهار میلگردهای انتقال بار با استفاده از دوغاب سیمانی، قطر سوراخ حفرشده ۵ تا ۶ میلی‌متر بزرگ‌تر از قطر میلگرد انتقال بار است؟			
آیا برای مهار میلگردهای انتقال بار با استفاده از اپوکسی، قطر سوراخ تعبیه شده برای میلگرد انتقال بار حدود ۲ میلی‌متر بزرگ‌تر از قطر خارجی میلگرد انتقال بار است؟			
آیا پس از حفر سوراخ مربوط به جای‌گذاری میلگردهای انتقال بار، با استفاده از فشار هوا این محل‌ها کاملاً تمیز شده‌اند؟			
آیا تمهیدات لازم برای عملیات تزریق مواد به داخل سوراخ‌های محل قرارگیری میلگردهای انتقال بار در نظر گرفته شده است؟			
در مواردی که کل دال تعویض شده یا طول وصله بیش از ۴/۵ متر است، آیا در محل وصله از			

مشخصه	نتیجه بررسی		توضیحات
میلگردهای دوخت استفاده شده است؟			
در وصله‌های با طول کمتر از ۴/۵ متر، آیا در سطوح مجاور بتن روسازی موجود، از صفحات پیوندزدا[۴۸] استفاده شده است؟			
هنگام استفاده از وصله تمام عمق در روسازی‌های بتنی مسلح پیوسته، آیا ضوابط مربوط به ایجاد اتصال بین میلگردهای محل وصله با میلگردهای موجود رعایت شده است؟			
آیا بتن‌ریزی، تراکم، پرداخت، ایجاد بافت و عمل‌آوری بتن وصله به نحو مناسبی انجام شده است؟			
آیا درزها در محل وصله، درزگیری شده‌اند؟			
آیا برای عبور ترافیک، بتن وصله به مقاومت مناسب رسیده است؟			

48- Bond breaking board

جدول پ-۵-۴- چک لیست عملیات تقویت با میلگردهای انتقال بار

مشخصه	نتیجه بررسی		توضیحات
	بله	خیر	
آیا عملیات تقویت با میلگرد انتقال بار برای رفع خرابی موجود مناسب است؟			
آیا شیارهای مربوط به قرارگیری میلگردهای انتقال بار، موازی محور راه هستند؟			
آیا طول، عرض و عمق برش‌ها مناسب است؟			
آیا اولین میلگردهای انتقال بار در مسیرهای چرخ خارجی و داخلی وسیله نقلیه در فاصله مناسبی قرار گرفته‌اند؟			
آیا فاصله میلگردهای انتقال بار از یکدیگر مناسب است؟			
آیا تعداد میلگردهای انتقال بار مناسب است؟			
آیا خارج کردن بتن موجود از محل شیارها به نحو مناسبی انجام شده است؟			
آیا محل شیارهای حفر شده، تمیز و بتونه‌کاری شده است؟			
آیا میلگردهای انتقال بار در تمام طول و دو انتها دارای پوشش اپوکسی هستند؟			
آیا کلاهک انبساط غیر فلزی به دو سر میلگرد انتقال بار متصل شده است؟			
آیا در زیر هر میلگرد انتقال بار از دو خرک و در وسط آن از صفحه اسفنجی (فوم بورد[۴۹]) استفاده شده است؟			
آیا نصف طول میلگرد انتقال بار در هر طرف درز (ترک) قرار گرفته است؟			
آیا راستای میلگرد انتقال بار موازی محور راه است؟			
آیا حداکثر اندازه سنگ‌دانه‌های موجود در بتن مصرفی برای پرکردن محل شیارهای حفر شده، مناسب است؟			
آیا پرکردن محل شیارهای حفرشده با بتن و تراکم آن، به نحو مناسبی انجام می‌شود؟			
آیا سطح بتن در محل شیارهای حفرشده، مناسب			

49- Foam board/Foam core board

مشخصه	نتیجه بررسی		توضیحات
است؟			
آیا پرداخت و عمل‌آوری بتن در محل شیارها به نحو مطلوب انجام شده است؟			
آیا مواد زائد و دوغاب سیمانی حاصل از عملیات سایش از سطح راه جمع‌آوری شده است؟			
آیا محل شیارهای پرشده در امتداد درز یا ترک موجود، اره‌کاری و درزگیری شده است؟			

جدول پ-۵-۵- چک‌لیست عملیات دوخت متقاطع

مشخصه	نتیجه بررسی		توضیحات
	بله	خیر	
آیا استفاده از دوخت متقاطع برای رفع خرابی موجود مناسب است؟			
آیا قطر و فاصله مرکز به مرکز میلگردهای مورد استفاده برای عملیات دوخت مناسب است؟			
آیا میگردهای استفاده شده برای عملیات دوخت در موقعیت مناسب قرارگرفته‌اند؟			
آیا جزئیات مربوط به نحوه میلگردگذاری در عملیات دوخت متقاطع رعایت شده است؟			

جدول پ-۵-۶- چک‌لیست عملیات سایش سطح روسازی

مشخصه	نتیجه بررسی		توضیحات
	بله	خیر	
آیا استفاده از عملیات سایش سطح روسازی برای رفع خرابی‌های موجود مناسب است؟			
آیا فاصله تیغه‌های الماسی ایجاد سایش، متناسب با نوع سنگ‌دانه است؟			
آیا عرض، عمق و فاصله بین دو شیار متوالی مناسب است؟			
آیا همپوشانی عرضی در عبورهای متوالی ماشین ایجاد سایش بین ۲۵ تا ۵۰ میلی‌متر است؟			
چنانچه از یک شمشه ۳ متری استفاه شود، آیا میزان اختلاف ارتفاع بین عبورهای انجام شده توسط دستگاه ایجاد سایش، کمتر از ۳ میلی‌متر است؟			
آیا شرایط آب و هوایی برای عملیات سایش مناسب است؟			
آیا مواد زائد و دوغاب سیمانی حاصل از عملیات سایش به نحو مناسبی جمع‌آوری می‌شود؟			
آیا قبل از بازگشایی راه به روی وسایل نقلیه، سطح روسازی با استفاده از جاروهای مکانیکی تمیز شده است؟			

جدول پ-۵-۷- چک‌لیست عملیات شیارزدن سطح روسازی

مشخصه	نتیجه بررسی		توضیحات
	بله	خیر	
آیا استفاده از عملیات شیارزدن سطح روسازی برای رفع خرابی‌های موجود مناسب است؟			
آیا تیغه‌ها به نحوی قرار گرفته‌اند که فاصله مرکز به مرکز شیارهای ایجاد شده ۲۰ میلی‌متر، عرض آنها ۳ میلی‌متر و عمق آنها ۵ میلی‌متر باشد (با رعایت رواداری‌های مجاز)؟			
آیا شیارزنی طولی یا عرضی با فاصله مناسبی از لبه خارجی روسازی انجام شده است؟			
آیا مواد زائد و دوغاب سیمانی حاصل از عملیات شیارزنی به نحو مناسبی جمع‌آوری می‌شود؟			
آیا قبل از بازگشایی راه به روی وسایل نقلیه،			

مشخصه	نتیجه بررسی		توضیحات
سطح روسازی با استفاده از جاروهای مکانیکی تمیز شده است؟			

جدول پ-۵-۸- چک‌لیست عملیات تثبیت دال

مشخصه	نتیجه بررسی		توضیحات
	بله	خیر	
آیا عملیات تثبیت دال برای رفع خرابی موجود مناسب است؟			
آیا دمای هوا و شرایط لایه‌های روسازی برای عملیات تثبیت دال مناسب است؟			
آیا موقعیت فضاهای خالی در زیر دال با دقت مناسبی مشخص شده است؟			
آیا موقعیت سوراخ‌های حفر شده، مناسب است؟			
آیا قطر و عمق سوراخ‌های حفر شده مناسب است؟			
آیا مشخصات فنی ماده تزریق مناسب است؟			
آیا پمپ تزریق و مخلوط‌کن متناسب با نوع ماده تزریقی است؟			
آیا مواد تزریق برای مدت بیش از یک ساعت در داخل مخلوط‌کن یا پمپ تزریقی باقی مانده‌اند؟			
آیا بعد از کامل شدن اختلاط اولیه دوغاب، به آن آب اضافه شده است؟			
آیا به میزان لازم مواد تزریق شده است؟			
آیا میزان بلندشدگی دال در عملیات تثبیت دال کمتر از ۳ میلی‌متر است؟			
آیا میزان جابجایی دال در ۲۴ تا ۴۸ ساعت پس از اتمام عملیات تثبیت دال کمتر از ۰/۶ میلی‌متر است؟			
آیا بعد از تکمیل شدن عملیات تثبیت دال، سوراخ‌هایی که از قبل ایجاد شده‌اند با مخلوط ماسه و سیمان زودگیر پر شده‌اند؟			

جدول پ-۵-۹- چک‌لیست عملیات بالا آوردن دال

مشخصه	نتیجه بررسی		توضیحات
	بله	خیر	
آیا عملیات بالا آوردن دال برای رفع خرابی موجود مناسب است؟			
آیا دمای هوا و شرایط لایه‌های روسازی برای عملیات تثبیت دال مناسب است؟			
آیا قطر و عمق سوراخ‌های حفر شده مناسب است؟			
آیا مشخصات فنی ماده تزریق مناسب است؟			
آیا پمپ تزریق و مخلوط‌کن متناسب با نوع ماده تزریقی است؟			
آیا مواد تزریق برای مدت بیش از یک ساعت در داخل مخلوط‌کن یا پمپ تزریقی باقی مانده‌اند؟			
آیا بعد از کامل شدن اختلاط اولیه دوغاب، به آن آب اضافه شده است؟			
آیا به میزان لازم مواد تزریق شده است؟			
آیا میزان بلندشدگی دال مسلح پیوسته نسبت به ریسمان کار بیشتر از ۱/۵ میلی‌متر است؟			
آیا هنگام بالاآوردن پنل‌های انتهایی پل و دال‌های بتنی روسازی‌های درزدار، دوغاب به نحوی تزریق شده است که دال حدود ۳ میلی‌متر بالاتر از ریسمان کار واقع شود؟			
آیا بعد از تکمیل شدن عملیات تثبیت دال، سوراخ‌هایی که از قبل ایجاد شده‌اند با مخلوط ماسه و سیمان زودگیر پر شده‌اند؟			

پیوست ۶

تبدیل آحاد

برای تبدیل	به	ضرب شود در
Fahrrenheit (temperature)	Celsius	$t_c = \frac{t_f - ۳۲}{۱/۸}$
Foot	Meter	۰/۳۰۴۸۰
$Foot^2 (ft^2)$	$Meter^2$	۰/۰۹۲۹۰۳
Inch	Millimeter(mm)	۲۵/۴
Mile	Kilometer	۱/۶۰۹۳۴۴
Pound-force	Newton(N)	۴/۴۴۸۲۲۲
Pound- force/$inch^2$	Kilopascal(kPa)	۶/۸۹۴۷۵۷
Tonne(metric)	Kilogram(Kg)	۱۰۰۰
Pound(mass)	Kilogram	۰/۴۵۶۵۹۲۴
Pound/$inch^2$ (psi)	Kg/cm^2	۰/۰۷
Pound/$inch^2$ (psi)	MPa	۰/۰۰۷
Pound/$inch^3$ (pci)	MN/m^3	۰/۲۷۱
Celsius (temperature)	Fahrrenheit	$t_f = (t_c \times ۱/۸) + ۳۲$
Meter	Foot	۳/۲۸۰۸۴۰
$Meter^2 (m^2)$	$Foot^2 (ft^2)$	۱۰/۷۶۳۹۱۵
Millimeter (mm)	Inch	۰/۰۳۹۳۷
Kilometer	Mile	۰/۶۲۱۳۷۱۱
Newton (N)	Pound-force	۰/۲۲۴۸۰۸۹
Kilopascal (kPa)	Pound- force/$inch^2$	۰/۱۴۵۰۳۷۷
Kilogram	Tonne(metric)	۰/۰۰۱
Kilogram (Kg)	Pound(mass)	۲/۲۰۴۶۰
Kg/cm^2	Pound/$inch^2$	۱۴/۵

Islamic Republic of Iran

Plan and Budget Organization

Design, Construction and Maintenance Manual for Highways Concrete Pavements

No. 731

Deputy of Technical,
Infrastructure and Production Affairs
Department of Technical and
Execution Affairs

Nezamfanni.ir

The Ministry of Road & Urban Development
Construction and Development of
Transportation Infrastructures Company
Road, Housing & Urban Development
Research Center

Bhrc.ac.ir

2017

این ضابطه

با هدف ارایه دستورالعمل فنی برای طراحی، اجرا و نگهداری روسازی بتنی و بتن غلتکی راه‌ها تهیه شده است. استفاده از رویه مناسب برای ساخت راه، نیاز به مطالعه دقیق شرایط و ملاحظات فنی، اقتصادی و محیطزیستی در کل دوره ساخت و بهره‌برداری دارد و لازم است برای هر پروژه، با بررسی دقیق گزینه‌های مختلف تسطیح و تحکیم و تثبیت، شوسه، آسفالتی، بتنی و بتنی غلتکی، روش روسازی دارای بیشترین توجیه فنی و اقتصادی، انتخاب شود.