

ЦЕМЕНТОБЕТОННЫЕ ПОКРЫТИЯ В США



Радовский Б. С.,
д. т. н., проф. (Internet Laboratories, Inc., США)

Цементобетон — главный конкурент асфальтобетона. Срок службы 20–25 лет до ремонта является обычным для цементобетонных покрытий в США, а в Голландии, Германии и Австрии он часто превышает 30–40 лет, что примерно в 2–3 раза больше межремонтного срока службы асфальтобетона. Правда, ремонтировать цементобетонное покрытие труднее, но по сумме затрат на строительство и ремонты цементобетонное покрытие часто оказывается экономичнее, особенно на дорогах с тяжелым и интенсивным движением. В области технологии дорожного цементобетона (как и асфальтобетона) за последние годы появилось много нового, и предлагаемой статьей мы начинаем цикл обзоров, информирующих об этих технологиях. В 2005 г. Федеральной дорожной администрацией США был утвержден 10-летний план исследований, направленных на совершенствование цементобетонных покрытий на 2005–2015 гг. (The CP Road Map). План охватывает 250 вопросов, объединенных в 12 тем с общим объемом финансирования 250 млн долл., и в ближайшие годы можно ожидать публикаций с новыми результатами в этой области.

Фото 1. Фривей I-10 вблизи даунтауна Лос-Анджелеса.



Нежесткие и жесткие дорожные одежды

Дороги, построенные без применения вяжущего в верхнем слое (гравийные, щебеночные, грунтощебеночные и т. п.), считаются в США дорогами без покрытия (unpaved road). Все дорожные одежды с покрытием в зависимости от его типа делят на две категории: жесткие (rigid) и нежесткие (flexible — буквально — «гибкие»). Идеально гибкий слой, к верхней границе которого приложена вертикальная нагрузка, передает основанию равномерное вертикальное давление и неравномерные вертикальные перемещения, а идеально жесткий — наоборот. В действительности, под жестким понимают покрытие, жесткость и прочность которого практически не зависят от температуры, длительности действия нагрузки и влажности, и именно таким покрытием является цементобетон. Жесткость же и прочность асфальтобетонного покрытия существенно снижаются с повышением температуры или увеличением длительности действия нагрузки, и оно является типичным нежестким покрытием.

В США считают, что в связи с долговечностью цементобетонных покрытий их особенно целесообразно строить в густо населенных районах, а также на напряженных междугородных маршрутах, таких, как скоростные дороги, соединяющие восточное и западное побережье (фривеи I-10, I-20, I-40, I-70, I-80 и I-90), либо идущие с севера на юг (I-5, I-15, I-25, I-35, I-55, I-65 и I-95), и вблизи крупных морских портов (Майами, Нью-Орлеан, Хьюстон, Лос-Анджелес, Чикаго, Нью-Йорк и др.) и аэропортов. Так, фривей I-10 (называемый в Калифорнии Santa Monica freeway) имеет цементобетонное покрытие на большей части своего протяжения 3960 км преимущественно с 6–8 полосами проезжей части (фото 1). В районе даунтауна г. Хьюстона (Техас) этот фривей (фото 2) имеет 26 полос проезжей части, в том числе 12 основных и 6 расположенных в центре приоритетных полос для автомобилей с водителем и одним и более пассажирами.

Полезно сопоставить механические свойства цементного и асфальтового бетонов и разобрататься в том, как они работают в дорож-



Фото 2. Пересечение фивеев I-10 и I-45 в районе даунтауна Хьюстона.

ной конструкции. Цементобетон имеет модуль упругости в пределах $E=(21-42) \times 10^3$ МПа, а асфальтобетон при весенней температуре $+10^\circ\text{C}$ и длительности нагружения $0,1\text{с}$ — примерно $E=(1,5-4,5) \times 10^3$ МПа. Следовательно, модуль упругости цементобетона, как минимум, в 10 раз больше, а при температуре $+20^\circ\text{C}$ — в 20 раз. При этом прочность обычного дорожного цементобетона на изгиб независимо от температуры находится в пределах 3–7 МПа (через 28 суток), а асфальтобетона — максимум 3–8 МПа при длительности действия нагрузки $0,1\text{ с}$ и температуре примерно $5-10^\circ\text{C}$, причем она сильно зависит от температуры.

Любопытно, что прочность зерен каменного материала, занимающего большую часть объема как асфальтобетона, так и цементобетона, составляет при растяжении примерно 6–12 МПа, т. е. имеет тот же порядок.

Повсеместно используют эмпирические формулы, связывающие прочность на растяжение при изгибе R_u (modulus of rupture), прочность при сжатии $R_{сж}$ (compressive strength) — по результатам испытания цилиндрических образцов диаметром 15 и высотой 30 см, прочность на растяжение R_p при расколе (indirect tensile strength) и модуль упругости цементного бетона E [1]:

$$\begin{aligned} R_u &= 0,75\sqrt{R_{сж}}, \quad R_p = 0,56\sqrt{R_{сж}}, \\ E &= 0,04\rho^{15}\sqrt{R_{сж}}, \quad E = 4730\sqrt{R_{сж}} \end{aligned} \quad (1)$$

где ρ — плотность бетона, кг/м^3 , а значения $R_u, R_p, R_{сж}$ и E выражены в МПа.

В сопротивлении материалов и в теории упругости [2] доказывається, что способность распределять нагрузку зависит от произведения модуля на куб толщины: две балки или две плиты одинаковой ширины, но выполненные из разных материалов «А» и «Ц», будут одинаково прогибаться под нагрузкой и создавать одинаковое давление на основание, если $E_A h_A^3 = E_C h_C^3$. Если E_C в 10 раз больше, чем E_A , то при том же прогибе и давлении на основание можно уменьшить толщину h_C по сравнению с h_A , как минимум, в $\sqrt[3]{10} \approx 2,2$ раза. Получается, что цементобетон лучше распределяет нагрузку.

Тем не менее, необходимая толщина цементобетонного покрытия обычно больше суммарной толщины асфальтобетонных слоев, а толщина всей жесткой дорожной одежды — напротив, меньше, чем нежесткой.

Это объясняется следующим. Покрытие из цементобетона гораздо лучше распределяет давление на расположенное под ним основание, чем асфальтобетонное покрытие той же толщины, поскольку модуль цементобетона гораздо больше модуля асфальтобетона. Но вследствие отличия в модулях, напряжения от растяжения при изгибе в цементобетоне больше, чем в асфальтобетонном покрытии той же толщины. В итоге, во избежание появления трещин от растяжения при изгибе, приходится устраивать достаточно толстое цементобетонное покрытие, хотя это и является излишним с точки зрения его высокой распределяющей способности.

Сравним напряжения, возникающие в жесткой и в нежесткой дорожной одежде при примерно одинаковой их капитальности. В качестве примера нежесткой дорожной одежде примем конструкцию (рис. 1А), рассмотренную в инструкции по проектированию нежестких дорожных

одежд [3] для дороги II категории (Пример N1): асфальтобетонное покрытие — 5 см, асфальтобетонное основание — 8 см, щебеночное основание — 30 см, песчаное дополнительное основание — 50 см на полотно из пылеватого суглинка. В качестве примера жесткой дорожной одежды примем конструкцию (рис. 1Б), рассмотренную в инструкции по проектированию жестких дорожных одежд [4] для дороги II категории (Пример N1): цементобетонное покрытие — 22 см, основание из укрепленного цементом песчаного грунта — 16 см, дополнительное основание из песка — 35 см на земляном полотне из пылеватого суглинка. Расчетные характеристики указаны в подписи к рисунку 1. Обе конструкции, следовательно, запроектированы в соответствии с нормативами 1990х годов с применением приближенных формул и номограмм для вычисления напряжений и прогибов в инструкциях [3,4].

Детальный расчет напряженного состояния проводился автором обзора исходя из точного решения теории упругости для многослойной среды по программе ALGO [5] при тех же расчетных характеристиках слоев (указанных на рис. 1) для нагрузки 50кН на колесо (среднее давление на покрытие 0,60 МПа, диаметр нагруженного круга 32,6 см). При этом считалось, что в плане все слои имеют неограниченное протяжение.

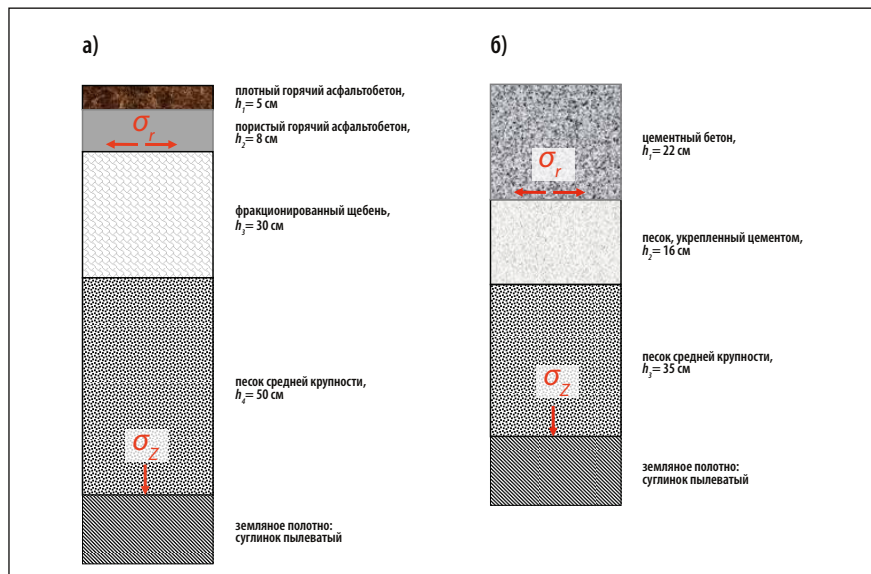


Рис. 1. Сопоставление традиционных конструкций нежесткой и жесткой дорожной одежды для дороги II категории во II дорожно-климатической зоне России:
 а) Нежесткая дорожная одежда: $E_1=3200$ МПа, $\nu_1=0,25$, $E_2=2000$ МПа, $\nu_2=0,25$, $E_3=350$ МПа, $\nu_3=0,25$, $E_4=120$ МПа, $\nu_4=0,25$, $E_5=33$ МПа, $\nu_5=0,35$;
 б) Жесткая дорожная одежда: $E_1=36000$ МПа, $\nu_1=0,20$, $E_2=600$ МПа, $\nu_2=0,20$, $E_3=120$ МПа, $\nu_3=0,25$, $E_4=27$ МПа, $\nu_4=0,35$

Расчет нежесткой дорожной одежды дал такие результаты:

- прогиб поверхности — $u_z=0,0714$ см (чему соответствует общий модуль упругости дорожной одежды $E_{общ}=pD(1-\nu^2)/u_z=249$ МПа);
- растягивающее напряжение в асфальтобетонном основании — $\sigma_r=0,505$ МПа;
- вертикальное давление на грунт земляного полотна — $\sigma_z=0,0094$ МПа.

Расчет жесткой дорожной одежды дал следующие результаты:

- прогиб поверхности — $u_z=0,0438$ см (чему соответствует общий модуль упругости дорожной одежды $E_{общ}=pD(1-\nu^2)/u_z=406$ МПа);
- растягивающее напряжение в цементобетонном покрытии — $\sigma_r=1,309$ МПа;
- вертикальное давление на грунт земляного полотна — $\sigma_z=0,0041$ МПа.

Мы видим, что жесткая дорожная одежда прогибается в $0,0714/0,0438=1,6$ раза меньше (т.е. действительно является более жесткой) и она распределяет давление на грунт земляного полотна в $0,0094/0,0041=2,3$ раза лучше, хотя ее толщина на 20 см меньше, чем нежесткой. Однако напряжение от растяжения при изгибе в цементобетоне в 2,6 раза больше, чем в асфальтобетоне, при том, что они имеют примерно одинаковую прочность на изгиб.

При сопоставлении напряжения с прочностью надо иметь в виду, что вводят несколько коэффициентов запаса. Так, в США, чтобы учесть возможный разброс прочности цементобетона, обычно принимают коэффициент вариации прочности 15% и вводят (в зависимости от требуемой надежности) коэффициент неоднородности, например, 0,85 (т.е. снижают расчетное сопротивление на 15%). Вместе с тем, учитывают увеличение прочности цементобетона во времени в 1,12 раза за 10 лет или в 1,21 раза за 20 лет (в новом методе проектирования дорожных одежд MEPDG 2002). Отчасти эти два коэффициента друг друга взаимно компенсируют. Однако самый большой запас должен быть предусмотрен на усталость цементобетона под действием повторных нагрузок.

Усталость материала

Под действием повторяющихся напряжений от растяжения при изгибе при многократных проездах автотранспортных средств в бетоне накапливаются усталостные повреждения и прочность материала постепенно снижается. Многие исследователи (Murdock, Kesler, Lloyd и др.) считают, что повреждения в первую очередь возникают в контактах цементного камня с поверхностью зерен щебня. Эти повреждения приводят к появлению микротрещин, их слиянию и распространению по толщине покрытия. О необходимом коэффициенте запаса на усталость можно судить по результатам испытаний образцов цементобетона

на повторный изгиб или сжатие. При испытании на изгиб к образцу-балке, лежащей на двух опорах, прикладывают посередине повторяющуюся нагрузку и определяют число ее приложений до разрушения, т.е. до появления видимой трещины или до разделения образца на части. Такой эксперимент называют испытанием при контролируемом напряжении, поскольку в каждом цикле нагрузка-разгрузка к образцу прикладывают одну и ту же нагрузку и амплитуда создаваемого в нем напряжения не меняется. Прогиб же образца постепенно увеличивается, так как под влиянием появления внутренних микротрещин модуль упругости бетона постепенно уменьшается.

На рисунке 2 представлены в обобщенном виде результаты испытаний различных цементобетонов, полученные в США, а также для сопоставления — в России. По вертикальной оси отложен «уровень нагружения» — отношение контролируемого напряжения к прочности материала, т.е. к напряжению, которое образец может воспринять всего один раз. По горизонтальной оси отложено число нагрузок, которое может выдержать образец при данном уровне нагружения. Надо упомянуть о том, что для испытания на усталость характерен большой разброс результатов повторных опытов, поскольку сама природа процесса распространения усталостных повреждений является

случайной. При этом чем выше уровень нагружения, тем больше разброс.

Точечная красная кривая построена так, что она проходит через середину «точечного тумана», отображающего результаты испытаний (на рисунке экспериментальные точки не показаны). Поскольку она проходит посередине, половина образцов будет долговечнее, чем показывает кривая, а половина — менее долговечной, т.е. кривая соответствует 50%-ной надежности того, что образец не разрушится. Пунктирная красная кривая Ассоциации порландцемента (PCA — Portland Cement Association) построена по тем же данным, но с примерной 90%-ной надежностью. Хотя ее и используют для расчетов по методу PCA, она считается чрезмерно «консервативной», а более реальной полагают сплошную красную кривую [6], с. 355). Используемая в российской инструкции по проектированию дорожных одежд ВСН 197-91 зеленая пунктирная кривая еще более консервативна, т.е. дает еще больший запас на усталость, чем самая «запасливая» из американских кривых.

С другой стороны, пунктирная красная кривая PCA, хотя и является «консервативной» на высоком уровне нагружения (при $\sigma/R > 0,50$), но предполагает, что напряжение, составляющее меньше 45% от прочности, цементобетонный образец может выдержать неограниченное число раз. Тем са-

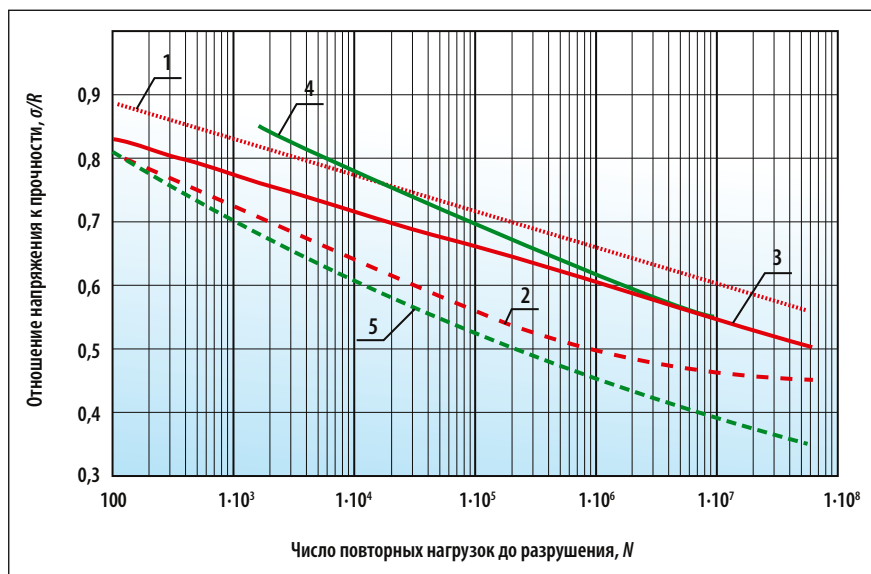


Рис. 2. Данные об усталостной прочности бетона:

- 1 — Обобщенные данные Ассоциации порландцемента [6,7,8] по испытаниям на усталость при повторном изгибе для 50%-ной вероятности разрушения на основе испытаний ряда авторов (С. Е. Kesler, K. D. Raithby и J. W. Galloway, C. A. Ballinger и др.);
- 2 — Обобщенные данные Ассоциации порландцемента [7] по испытаниям на усталость при повторном изгибе для малой вероятности разрушения (очень консервативная кривая [6], с. 635) — эта кривая рекомендована PCA [7,8] для практических расчетов;
- 3 — Кривая, рекомендованная в работе [9];
- 4 — Кривая, предложенная О. Я. Бергом [10], с. 70 по результатам испытания бетонов на повторное сжатие (данные Г. В. Беченовой, Н. С. Карпухина, Т. С. Каранфилова и Ю. С. Волкова);
- 5 — Кривая согласно инструкции по проектированию жестких дорожных одежд ВСН 197-91, Приложение 1, формула (2)

мым предполагается, что существует абсолютный предел выносливости цементобетона — такое малое напряжение, при котором он не «устает», и это напряжение якобы составляет менее 45% от прочности.

На рис. 3 для сравнения приведены результаты испытаний асфальтобетона [11]. Из него можно получить представление о разбросе долговечности. Например, при наибольшем напряжении (270 ф/кв. д. = 1,86 МПа) самый «слабый» из 8 образцов выдержал всего около 1 тысячи повторных нагрузок, а самый «крепкий» — около 10 тысяч. Наиболее продолжительными были испытания при напряжении 75 ф/кв. д. (0,52 МПа) — для разрушения каждого образца потребовалось приложить от 2 млн. до 18 млн. повторных нагрузок. Испытания проведены синусоидально изменяющейся нагрузкой с частотой 1000 циклов в минуту, чему отвечает длительность действия одной полуволны напряжения 0,03 с. Поскольку прочность асфальтобетона данного состава при +10 °С и длительности нагружения 0,03 с составляет примерно 7 МПа, для 10 млн. повторных нагрузок нужен запас около 7 МПа/0,52 МПа=14, а для 1 млн. повторных нагрузок — ориентировочно 9–10-кратный запас.

Отметим в связи с этим необычайную трудоемкость испытаний на усталость и даже невозможность с их помощью полностью воспроизвести воздействие автомобилей на покрытие за срок службы. Действительно, чтобы при частоте даже 1000 циклов в минуту приложить 10 млн. нагрузок требуется $10^7 / (1000 \times 60 \times 8) = 21$ рабочий день. Для испытания пяти образцов — примерно 100 дней.



Испытания же на 6 разных уровнях нагружения (как на рис. 3) займут около года. За это время битум в асфальтобетоне состаривается, а цементобетон набирает прочность, т. е. свойства образцов становятся несопоставимыми. При этом речь идет об испытании смеси только одного состава и при одной температуре (авторы же работы [11] испытали 11 составов асфальтобетона и один из них при четырех температурах). Значительно ускорить испытание за счет повышения частоты не удастся: во-первых, длительность приложения нагрузки будет намного меньше, чем при езде автомобиля, а во-вторых, образец сильнее нагревается при испытаниях, что особенно искажает их результаты для асфальтобето-

на. По причине трудоемкости, как правило, образцы испытывают не более чем до 10 млн приложений нагрузки, и ход кривой усталости при $N > 10^7$ фактически неизвестен — кривую, полученную при $N < 10^7$, просто продлевают (экстраполируют). Это надо иметь в виду при назначении запаса на усталость.

Рассмотрим теперь, о каком же запасе на усталость цементобетона идет речь. Жесткая дорожная одежда (рис. 1Б) была в ВСН 197-91 запроектирована для исходной суточной приведенной интенсивности движения на полосу проезжей части 1458 расчетных осей с нагрузкой 100 кН. При темпе роста интенсивности 5% в год за 25 лет это дает 14,6 млн. повторных нагрузок за срок службы. Из рис. 2 можно определить, что по ВСН 197-91 такой долговечности отвечает уровень нагружения 0,382, а по РСА (красная пунктирная кривая) — уровень 0,460.

Таким образом, необходимый запас на усталость цементного бетона в данном примере составляет от $1/0,460 = 2.2$ до $1/0,382 = 2.6$ — то есть около 2,5. Для асфальтобетона же при таком числе приложений нагрузки потребовался бы, как минимум, 10-кратный запас на усталость при изгибе, даже с учетом более благоприятных условий в теплое время года и зимой. Вполне очевидно, что с точки зрения усталости материала цементобетон гораздо выносливее асфальтобетона, и становится понятной причина долговечности цементобетонных покрытий.

Температурные деформации и швы

У цементного бетона есть еще одно большое преимущество перед асфальтобетоном — он устойчивей к действию как высоких, так и низких температур: летом в нем не образуется колея от накопления пластических деформаций, а зимой он не становится хрупким — механические свойства цементобетона мало зависят от температуры. Тем не менее, изменение температуры требует устройства в бетоне деформационных швов, и эти швы

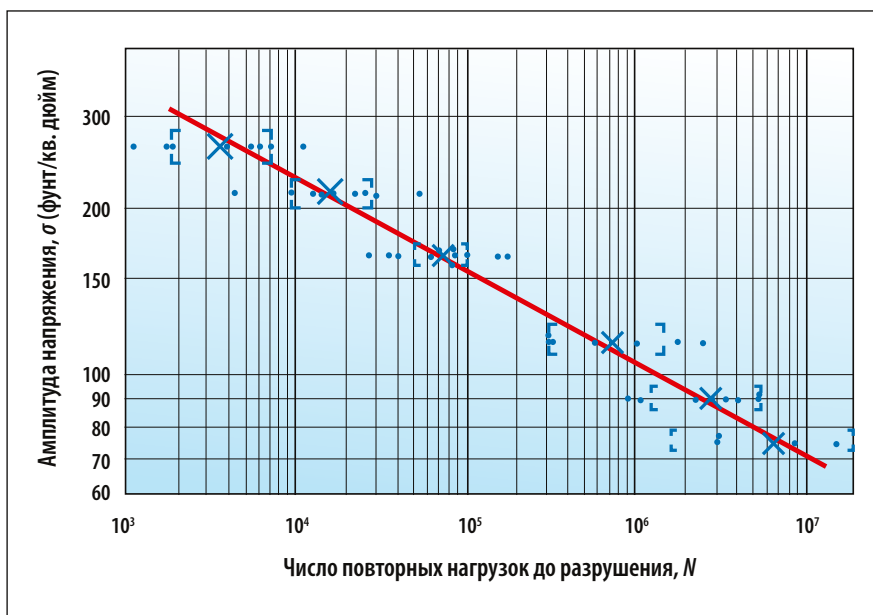


Рис. 3. Усталость асфальтобетона: точки — данные Тейлора и Пелла для асфальтобетона (64% щебня, 34% песка, 6% битума марки 40/50, пористость 4,7%) при температуре +10 °С и частоте 1000 приложений в мин; крестики — средние значения логарифмов N для параллельных образцов, испытывавшихся при данном напряжении; квадратные скобки ограничивают возможное отклонение от среднего значения с надежностью 95%; наименьшее напряжение при испытании — 75 ф/кв. д. = 0,52 МПа, а наибольшее — 270 ф/кв. д. = 1,86 МПа

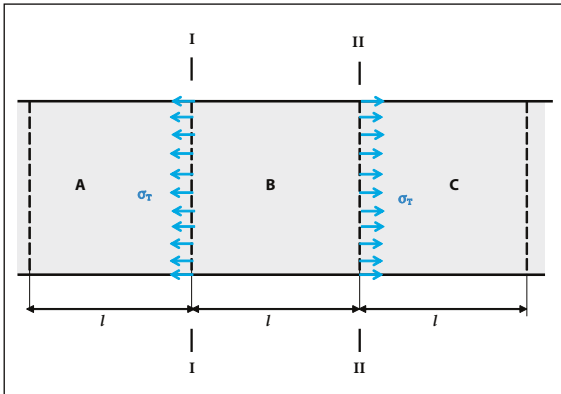


Рис. 4. Поперечные швы сжатия нужны, чтобы покрытие могло охлаждаться без образования трещин

оказывают важнейшее влияние на всю работу жесткой дорожной одежды.

Представим себе, что мы попробовали устроить цементобетонное покрытие в виде непрерывной бесшовной ленты. Бетон был уложен и твердел летом при средней температуре воздуха 15 °С. Наступила зима, и температура понизилась до минус 20 °С. Что произойдет с покрытием? Выделим мысленно три участка А, В и С одинаковой длины. Рассмотрим участок В (рис. 4).

Если бы соседние участки А и С не было, то участок В вследствие охлаждения сократил бы свою длину на

$$\Delta l = \alpha(T_2 - T_1)l, \quad (2)$$

где T_1 — начальная температура, T_2 — конечная температура (в данный момент времени); α — коэффициент линейной температурной деформации, для цементобетона $\alpha \approx 1 \times 10^{-5} \text{ } 1/^\circ\text{C}$.

При этом относительная продольная деформация покрытия составила бы $\varepsilon_T = \Delta l/l = \alpha(T_2 - T_1)$. Но соседние участки А и С имеются, и они точно так же при охлаждении стремятся уменьшить свою длину, уравновешивая стремле-

ние участка В. Как принято в сопромате, отбросим мысленно соседние участки и заменим их действие на участок В реакциями в виде противоположно направленных напряжений σ_T , возникающих в сечениях I–I и II–II на границах рассматриваемого участка (рис. 4). Относительная деформация покрытия $\sigma_T = \alpha(T_2 - T_1)$ останется нереализованной благодаря возникновению «температурных» напряжений, которые, по закону Гука, равны $\sigma_T = -E\varepsilon_T$. Мы пришли к выводу о том, что зимой при охлаждении до -20°C в бесшовном бетонном покрытии возникнут продоль-

ные напряжения

$$\sigma_T = -E\alpha(T_2 - T_1), \quad (3)$$

где для цементобетона типичный модуль упругости $E = 30 \times 10^3 \text{ МПа}$.

По формуле (3) получается, что эти напряжения составили бы

$$\sigma_T = -30 \times 10^3 \times 1 \times 10^{-5} \times (-20 - 15) = 10,5 \text{ МПа},$$

что примерно в три раза больше прочности обычного дорожного бетона на осевое растяжение. Поэтому возникновение поперечных трещин в бесшовном бетонном покрытии при его охлаждении неизбежно. При этом в покрытии образовались бы хаотически расположенные сквозные трещины, через которые в основание протекала бы дождевая вода. Очищать такую зигзагообразную трещину, возникшую там, «где слабее», и заполнить ее герметиком было бы очень сложно.

Для предупреждения хаотических трещин в покрытии устраивают температурные швы, которые в сущности представляют собой организованные трещины. Поскольку при охлаждении покрытие стремится «сжаться», эти швы называют швами сжатия.

Для этого в свежее уложенном или в затвердевшем бетоне искусственно создают паз глубиной 1/4–1/3 толщины плиты, чтобы преднамеренно ослабить сечение в месте будущей трещины. Тем самым покрытие расчленяют на отдельные плиты. Считается, что расстояние между швами должно быть ориентировочно равным 20-кратной толщине цементобетонного покрытия. Обычно расстояние между швами сжатия составляет в США 3,5–5 м. Швы сжатия нужны для возможности уменьшения длины не только при охлаждении, но и при усадке бетона во время его твердения.

Верхнюю часть шва заполняют мастикой-герметиком, чтобы предотвратить поступление воды и, если нужно, устанавливают соединительные штыри для совместной работы соседних плит под нагрузкой (рис. 5). Штыри гладкие, из углеродистой стали, в большинстве штатов покрыты нержа-

вующей сталью или обмазаны эпоксидной смолой для защиты от коррозии. Одну половину длины каждого штыря обмазывают битумом, краской или другим веществом, создающим пленку, устраняющую сцепление с бетоном, чтобы штыри не препятствовали продольным перемещениям плит.

Вполне очевидно, что наряду со швами сжатия, призванными обеспечить сокращение размера покрытия при охлаждении, должна быть предусмотрена возможность увеличения этого размера при нагреве. С этой целью предусматривают швы расширения. Расстояния между ними назначают кратными расстоянию между швами сжатия, например, 25 м при расстоянии 5 м между швами сжатия. Шов расширения устраивают на всю толщину покрытия. Ширина шва — не менее 20 мм. Шов заполняют деформируемым упругим материалом, и его верхнюю часть часто герметизируют, как и при устройстве шва сжатия. В шов расширения устанавливают штыри для совместной работы соседних плит. На один конец штыря надевают гильзу-колпачок для беспрепятственного скольжения штырей при температурных деформациях плит. Монтаж закладных элементов шва расширения — трудоемкая работа, требующая высокой точности исполнения.

Что может произойти при нагревании покрытия в очень жаркий летний день, если шов расширения не работает, очень хорошо видно на фотографии 3. Эта фотография была сделана И.Е. Духовным (ГосдорНИИ) на дороге Киев — Одесса вблизи г. Белая Церковь в 1976 г жарким летним днем. Опасность для жизни водителей и пассажиров на трамплине полуметровой высоты реальна и очевидна. В том же 1976 г. в жаркое время, наступившее тотчас после периода длительных теплых летних дождей (когда бетон «набрал» воду), автор обзора наблюдал 20 подобных «выпучиваний» цементобетонного покрытия при обследовании дороги Киев — Ковель в Житомирской обл., особенно в Коростенском и Олевском районах, причем в одном из таких «шатров» можно было стоять во весь рост. Подобные выпучивания наблюдаются и в США (фото 4).

Как можно объяснить причину такого явления? Допустим, что цементобетонное покрытие со швами сжатия было устроено летом при средней температуре 15 °С. Значит, текущим летом при 15 °С швы сжатия должны «закрываются». В очень жаркий летний день, примерно в 5–6 часов пополудни средняя по толщине температура покрытия могла достигнуть 45 °С. Покрытие имело швы сжатия через 6 м и швы расширения через 30 м. Увеличение длины покрытия между швами расширения при повышении его температуры до 45 °С должно быть по формуле (2) таким:

$$\Delta l = \alpha(T_2 - T_1)l = 1 \times 10^{-5} \times (45 - 15) \times 3000 = 0,9 \text{ см},$$

где 3000 — это расстояние между соседними швами расширения (30 м), выраженное в см.

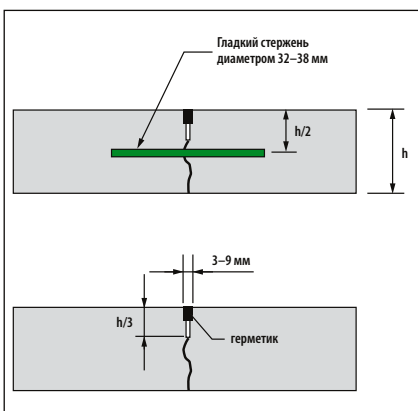


Рис. 5. Поперечный шов сжатия со штырями и без них



Фото 3. Выпучивание цементобетонного покрытия в шве расширения на дороге Киев—Одесса вблизи г. Белая Церковь (фото И.Е. Духовного):
Примерно 6 часов вечера, и уже смеркает. В ДЭУ еще не знают о происшествии. Знаков, ограничивающих скорость, нет. Сотрудники ГосдорНИИ срубили деревцо, чтобы как-то обозначить «трамплин».



Фото 4. Выпучивание цементобетонного покрытия в шве расширения на дороге в США

Таким образом, шов расширения должен был обеспечить возможность увеличения длины всего-то на 0,9 см — от 3000 см до 3000,9 см. Но, видимо, не обеспечил. Неужели же от такой «малости» покрытие буквально встает на дыбы? Ответ автор получил, воспользовавшись теоремой Пифагора (рис. 6) — высота «шатра» составляет в этом примере 74 см, что примерно соответствует фотографиям (фото 3 и 4).

Не понимая, что происходит и как должны работать деформационные швы, дорожники местного эксплуатационного управления, готовившиеся к приезду начальства, пытались очистить засоренные швы и затем сверху забивали их горячей асфальтобетонной смесью (вместо заливки битумной мастики). Они удаляли «вздыбленные» плиты и укладывали вместо них монолитный цементный бетон без шва. Естественно, что следующим летом в том же месте происходило гораздо более

сильное выпучивание. Было бы гораздо лучше сделать в этом месте вставку с асфальтобетонным покрытием. Хотя катастрофическое выпучивание цементобетонного покрытия происходит внезапно и быстро, как и другие формы потери продольной устойчивости, о надвигающейся опасности можно узнать заранее при обследовании состояния швов: постукивая по плите вблизи шва, можно по глухому звуку определить, что плита приподнялась над основанием.

Между швами сжатия и расширения, с инженерной точки зрения, можно усмотреть большую разницу. Без швов сжатия, как мы видели, цементный бетон непременно разрушится, поскольку его прочность на растяжение гораздо меньше температурных напряжений. Поэтому швы сжатия в неармированном бетоне необходимы. Что же касается швов расширения, то при повышении температуры бетонное покрытие сжимается, а на сжатие бетон работает очень хорошо. Выпучивание можно рассматривать как одну из форм потери продольной устойчивости плиты [12, с 112]. Эта потеря устойчивости, возможно, отчасти спровоцирована трудностями соблюдения правил устройства швов расширения, в частности, возникновением внецентренного сжатия.

Можно уменьшить растягивающие напряжения в бетоне при охлаждении и сжимающее усилие при сжатии, приводящее к потере устойчивости, за счет надлежащего выбора вида каменного материала. Коэффициент линейной температурной деформации цементобето-

на, как уже отмечалось, имеет порядок $\alpha \approx 1 \times 10^{-5} 1/^\circ\text{C}$. Однако если преобладает щебень из кремнистого сланца, то $\alpha \approx 1,2 \times 10^{-5} 1/^\circ\text{C}$, из гранита $\alpha \approx 1,05 \times 10^{-5} 1/^\circ\text{C}$, из базальта $\alpha \approx 0,94 \times 10^{-5} 1/^\circ\text{C}$, а из диабазы $\alpha \approx 0,83 \times 10^{-5} 1/^\circ\text{C}$ [13]. Следовательно, применение соответствующего щебня действительно дает возможность уменьшить температурные напряжения и деформации цементобетонного покрытия.

Проблемы со швами расширения привели к тому, что во многих странах, в том числе в США, их перестают устраивать. Так, в последние годы в штатах Калифорния, Вашингтон и др. швы расширения устраивают между плитами только в тех местах,

где нужно обеспечить увеличение длины на 12 мм и больше, например, в месте примыкания непрерывно армированного цементобетонного покрытия к мосту [15], п. 622.3).

Кроме поперечных швов сжатия, устраивают продольные швы со штырями. Конструкция продольных швов в принципе такая же, как и поперечных швов сжатия, но штыри заанкерены в бетон с обеих сторон.

В целом в Соединенных Штатах на сегодняшний день применяют три типа цементобетонных покрытий:

- цементобетон с поперечными швами на расстоянии около 5 м друг от друга без арматурной сетки в плите, но со стальными штырями в поперечных швах и с анкерными штырями в продольных (сокращенно — JPCP — Jointed plain concrete pavement);
- армированный цементобетон с поперечными швами на расстоянии от 9 м до 12 м друг от друга со стальной сеткой, которая должна сдерживать раскрытие поперечных трещин, если они образуются, и со стальными штырями в поперечных швах и с анкерными штырями в продольных (сокращенно — JRCP — Jointed reinforced concrete pavement);
- непрерывно армированный цементобетон без регулярно расположенных поперечных швов, в котором стальной арматуры больше, чем в JRCP (сокращенно — CRCP — Continuously reinforced concrete pavement). Большое количество продольной арматуры влияет на расстояния между возникающими поперечными волосяными трещинами (которое может составлять порядка 1,5 м) и предотвращает их раскрытие, плотно прижимая «берега» трещины друг к другу. Такие покрытия часто армируют и в поперечном направлении.

По данным опроса [16], по меньшей мере 70% дорожных агентств в США строят JPCP; около 20% строят JRCP и только 6–7% строят CRCP преимущественно в городах или вблизи них на дорогах с тяжелым движением.

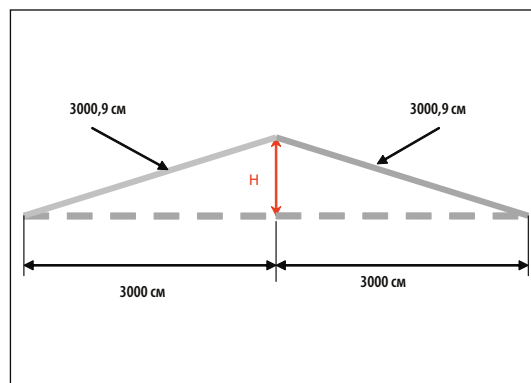


Рис. 6. Оценка возможного «выпучивания» покрытия при нефункционирующем шве расширения:
 $H = \sqrt{3000,9^2 - 3000^2} = 73,5 \text{ см}$

Швы и действие нагрузок на покрытие

В отличие от жестких дорожных одежд, подавляющее большинство жестких имеют в покрытии температурные швы. В связи с этим, наряду с действием нагрузки на большом удалении от границ плиты, когда можно считать плиту практически бесконечной по сравнению с размером отпечатка колеса, приходится рассматривать рассчитывать покрытие на действие нагрузки на краю плиты или в углу.

Максимальные растягивающие напряжения в бетоне вдали от края покрытия оценивают по формуле теории плит на упругом основании $\sigma_r = 6M_r/h^2$, в которой изгибающий момент M_r в плите под центром нагрузки Q , распределенной по кругу радиуса c , определяется по формуле (4) С. Войновского-Кригера ([2], [17]):

$$M_r = \frac{(1+\nu_1)Q}{4\pi} \left[\ln\left(\frac{L}{c}\right) + \ln(2) - \gamma + \frac{1}{2} \right] \quad (4)$$

$$L = h_1 \left(\frac{E_1(1-\nu_0^2)}{6E_0(1-\nu_1^2)} \right)^{1/3}$$

где L — упругая характеристика плиты; h_1 — толщина плиты; $\gamma=0,5772$ — постоянная Эйлера; E_1, ν_1, E_0, ν_0 — модуль и коэффициент Пуассона плиты и основания под ней.

Для бетона часто принимают $\nu_1=1/6$, и тогда выражение (4) превращается в формулу $M_r=Q[0,0572-0,09284\ln(c/L)]$, фигурирующую в инструкции по расчету жестких дорожных одежд ВСН 197-91 [4] и называемую в технической литературе на русском языке формулой М. И. Горбунова-Посадова (например, в книге [12], стр. 49 и в других), хотя она была получена автором статьи [17] (уравнение (19) на стр. 147).

Итак, для расчета растягивающих напряжений в бетонном покрытии при нагрузке, расположенной в центральной части плиты (вдали от края), используют приближенную формулу

$$\sigma_r = \frac{6Q(1+\nu_1)}{4\pi h_1^2} \left[\ln\left(\frac{h_1}{c} \left(\frac{E_1(1-\nu_0^2)}{6E_0(1-\nu_1^2)} \right)^{1/3} \right) + \ln 2 - \gamma + \frac{1}{2} \right] \quad (5)$$

Например, для конструкции жесткой дорожной одежды на рис. 1б при механических характеристиках $E_1=36000$ МПа, $\nu_1=0,20$, $E_0=86,5$ МПа, $\nu_2=0,30$, $h_1=0,22$ м и нагрузке на колесо $Q=50$ кН (или 0,05 МН) с радиусом нагруженной площади $c=0,163$ м максимальное растягивающее напряжение по подошве плиты получается по формуле (5) равным 1,368 МПа. Точное же решение теории упругости дает $\sigma_r=1,309$ МПа, т. е. на 4% меньше.

Когда нагрузка расположена в углу плиты, максимальное растягивающее напряжение возникает в точке, находящейся на поверхности покрытия, а не на его подошве, и оно больше, чем найденное по формуле (5), на 20–35% при толщине цементобетонного покрытия 15–36 см, соответственно.

Самые большие напряжения в плите возникают при нагрузке, расположенной посередине ее свободного края. Они возникают по подошве плиты и превышают найденные по форму-

ле (5) на 45–55% при толщине цементобетонного покрытия 15–36 см, соответственно. Однако повторяемость приложения таких нагрузок гораздо меньше, порядка нескольких процентов от расчетного числа проездов для центральной части плиты — в методе РСА принято, что она составляет 6% [16].

Поскольку, как уже говорилось, запас на усталость для цементобетонных покрытий относительно небольшой, — около 2,5, их возможная перегрузка при проезде небольшого числа автомобилей с нагрузкой выше расчетной требует повышенного внимания по сравнению с жесткими покрытиями, где дается гораздо больший запас на повторность.

Видимо, по этой причине при расчете цементобетонных покрытий в США к значению нагрузки в некоторых методах предусмотрен «коэффициент безопасности нагрузки» (load safety factor), равносильный коэффициенту динамичности или перегрузки в российских нормах. Так, в методе Ассоциации портландцемента (РСА) для междуштатных дорог расчетную нагрузку 80 кН умножают на 1,2, для дорог с умеренно интенсивным движением — на 1,1, а для городских улиц и районов жилой застройки коэффициент считают равным 1,0.

Федеральное правительство требует от штатов, чтобы по междуштатным дорогам, (финансируемым главным образом из федерального бюджета) разрешался круглогодичный проезд автотранспортных средств с нагрузкой не менее 89 кН на одиночную и 151 кН на сдвоенную ось, соответственно ([18], с. 215). Тем самым предписывается расчетная нагрузка для дорожной одежды на этих дорогах.

Кроме напряжений, вызванных нагрузкой от автомобилей в жестких дорожных покрытиях, приходится считаться с напряжениями, возникающими вследствие разности температур покрытия на поверхности и по подошве. Как было показано выше, растягивающие продольные напряжения в бесшовном покрытии при его охлаждении (формула (3)) возникают от невозможности деформации. Подобно этому из-за неравномерного распределения температуры по толщине плита стремится изогнуться так, чтобы ее растянутая поверхность находилась там, где температура покрытия больше, а сжатая — где температура меньше. Когда верх плиты холоднее подошвы, она стремится изогнуться выпуклостью вниз, а когда он теплее — вверх. Разность температур может достигать нескольких градусов. Но плита покрытия не может свободно коробиться — она имеет собственный вес и соединена с соседними плитами в швах. От невозможно-



Фото 5. Выплески материала основания из-под цементобетонного покрытия

сти свободного коробления в плите возникают напряжения. Вычисленные напряжения в центральной части плиты и вблизи ее кромки имеют тот же порядок, что и напряжения от автотранспортных средств, но повторность их действия значительно меньше.

В жаркий летний день наружная поверхность плиты может иметь гораздо более высокую температуру, чем ее подошва. Вызванное этим даже небольшое коробление плиты выпуклостью вверх равносильно появлению пустоты под центральной частью плиты, и под нагрузкой от автомобиля покрытие уже не работает как плита на сплошном упругом основании. Это, наряду с другими особенностями, учитывается в новом американском методе проектирования дорожных одежд (MEPDG 2002), который сейчас интенсивно тестируется.

Наличие поперечных швов является причиной появления различных разрушений цементобетонных покрытий, из которых важнейшим является образование уступов (faulting). Когда колесо приближается к поперечному шву, нагрузка с той плиты, на которой находится колесо, не передается полностью через стырелевое соединение на следующую по ходу плиту. Вследствие этого при быстром нагружении вода вместе с мелкими частицами выплескивается из основания (фото 5), образуются полости и край плиты постепенно опускается по отношению к следующей по ходу движения плите (фото 6). Это



Фото 6. Уступы в швах (фотография сделана на дороге с левосторонним движением)



особенно сильно проявляется при отсутствии штырей в поперечных швах. Появление уступов сильно ухудшает комфортабельность скоростного движения и сразу вызывает всеобщее недовольство водителей и пассажиров.

Выплески с образованием уступов — одна из причин, по которым под цементобетонными покрытиями предпочитают устраивать основания из материалов, обработанных вяжущими. При этом цементогрунт больше не рекомендуют в качестве основания ([15], Chapter 660, N 662.1). Опыт показал, что он насыщается водой, подвержен выплескам и образованию усадочных трещин при высыхании, а поэтому не может служить надежным основанием достаточно долго.

Сравнение американских и российских дорожных одежд с жесткими покрытиями

В качестве примера основных нормативных параметров цементобетонных покрытий в таблице 1 приведен фрагмент из калифорнийских норм. Эти параметры использовались как исходные при проектировании дорожных одежд в Калифорнии.

Эксплуатационное состояние цементобетонных покрытий в Калифорнии к концу срока службы должно характеризоваться показателями не хуже следующих:

1. Срок службы при интенсивности менее 150 000 авт./сутки (в том числе грузовых менее 15 000) должен быть не меньше 20 лет, а при интенсивности свыше 150 000 авт./сутки или грузовых свыше 15 000 авт./сутки — не меньше 40 лет.

2. Показатель ровности IRI к концу срока службы должен быть не больше 2,5 м/км.

3. Средняя высота уступа в швах (осредненная на одном км протяжения дороги) должна быть менее 2,5 мм.

4. Поперечные трещины к концу срока службы должны иметь не более чем 10% плит.

5. Продольные трещины к концу срока службы должны иметь не более чем 10% плит.

6. Угловые трещины к концу срока службы должны иметь не более чем 10% плит.

Интересно сопоставить конструкцию жесткой дорожной одежды, представленную на рис. 15, с требованиями калифорнийских норм [15]. Конструкция запроектирована в ВСН

197-91 (пример 1) для 14,6 млн проездов осей с нагрузкой 100кН за срок службы. Этому соответствует примерно 40 млн проездов осей с нагрузкой 80кН, обычно являющейся расчетной в США. Для такого числа проездов при аналогичном грунте земляного полотна калифорнийский каталог ([15], Chapter 620, Table 623c) предлагает такие варианты конструкции жесткой дорожной одежды:

I вариант (основание из тощего бетона):

- цементобетонное покрытие — 27 см (вместо 24 по ВСН 197-91);
- основание из тощего цементобетона — 15 см (вместо 16 см цементопеска по ВСН 197-91);
- дополнительное основание из каменного материала 4-го (низкого) класса типа песчано-гравийной смеси — 21 см (вместо 35 см песка по ВСН 197-91).

II вариант (основание из асфальтобетона):

- цементобетонное покрытие — 25,5 см (вместо 24 по ВСН 197-91);
- основание из пористого асфальтобетона (пористость — 8%) — 15 см (вместо 16 см цементопеска по ВСН 197-91);
- дополнительное основание из каменного материала 4-го класса типа песчано-гравийной смеси — 21 см (вместо 35 см песка по ВСН 197-91).

Толщины бетонного покрытия даны для случаев, когда в поперечных швах установлены штыри. Если, кроме того, в про-

Таблица 1. Типичные технические характеристики цементобетонных покрытий в Калифорнии [Highway Design Manual, Caltrans, 2008, 620–4, Table 622.1]

Показатели	Значения
Расстояние между поперечными швами	4.1 м в среднем
Показатель ровности IRI сразу после строительства	1.0 м/км
Надежность	90%
Масса единицы объема (плотность бетона)	2400 кг/м ³
Коэффициент Пуассона	0.20
Коэффициент линейной температурной деформации	1.08×10 ⁻⁵ /°С
Теплопроводность	2.16 Вт/м·К
Теплоемкость	1.17 Дж/г·К
Эффективная разность температур при короблении	Верх плиты холоднее ее подошвы на 5.5 °С
Контакт покрытия с основанием	Не сцепленный
Лучепоглощательная способность	0.85
Цемент	Портландцемент типа II
Содержание цемента (или цемент + зола уноса)	390 кг/м ³
Водоцементное отношение	0.42
Температура твердения, при которой температурные напряжения считаются нулевыми	38.3 °С
Усадка после твердения бетона при относительной влажности 40%	537×10 ⁻⁶
Обратимая усадка (в % от усадки после твердения)	50%
Время определения усадки после твердения бетона	35 дней
Прочность на растяжение при изгибе (28 дней)	4.3 МПа
Диаметр стержней в швах	38 мм (32 мм при толщине покрытия < 215 мм)



дольных швах слева и справа от плиты предусмотрены анкерные штыри, то для первого варианта толщина покрытия уменьшается с 27 см до 24 см, а для второго — с 25,5 см до 24 см.

Мы видим, что калифорнийские конструкции дорожной одежды капитальнее российских: а) калифорнийское цементобетонное покрытие толще, б) основание как из тощего бетона, так и из асфальтобетона (особенно), несомненно, мощнее укрепленного цементом песка, в) 21-сантиметровое дополнительное основание из песчано-гравийной смеси примерно равноценно дополнительному основанию из песка толщиной 35 см. При этом стоит заметить, что в отношении влажности грунта и воздействия воды и мороза на цементобетон климат Калифорнии несомненно намного благоприятнее, чем во II дорожно-климатической зоне России.

Нормы, принятые в штате Вашингтон, с гораздо более дождливым климатом, чем в Калифорнии, предусматривают для такой же интенсивности движения два варианта:

I вариант (основание из щебня без вяжущего):

- цементобетонное покрытие толщиной 30,5 см при надежности 85% или 33,5 см при надежности 95% (вместо 24 по ВСН 197-91);
- щебеночное основание — 15 см;

II вариант (основание из асфальтобетона):

- цементобетонное покрытие толщиной 27 см при надежности 85% или 29,5 см при надежности 95% (вместо 24 по ВСН 197-91);
- основание из пористого асфальтобетона — 10,5 см.

Разумеется, это сравнение не позволяет сделать общих выводов, но тенденция просматривается — в США строят более капитальные жесткие дорожные одежды.

ЛИТЕРАТУРА

1. А. Т. Papagiannakis, Е. А. Masad. Pavement materials and design (2008) John Wiley & Sons, pp. 1–542.
2. С. П. Тимошенко, С. Войновский-Кригер. Пластинки и оболочки, М., Наука, 1966, 635с.
3. Инструкция по проектированию дорожных одежд нежесткого типа (ВСН 46–83), М., Транспорт, 1985, 157с.
4. Инструкция по проектированию жестких дорожных одежд (ВСН 197–91), М., Транспорт, 1992, 56с.
5. Мерзликин А. Е., А. К. Приварников. Об использовании адаптивных программ интегрирования при решении прикладных задач теории многослойных оснований. Новое в проектировании конструкций дорожных одежд. Труды СоюздорНИИ. М., 1988, с. 22–36.

6. Y. H. Huang. Pavement Analysis and Design (1993) Prentice Hall, New Jersey, pp. 1–805.

7. Packard R. G. and S. D. Tayabji (1985) New PCA thickness design procedure for concrete highway and street pavements, 3rd International Conference on Concrete Pavements Design and Rehabilitation. Purdue University, pp 225–236.

8. Portland Cement Association, «The Design for Concrete Highway and Street Pavements», PCA, Skokie, Illinois, 1984.

9. Darter, M. I., and E. J. Barenberg, «Design of Zero-Maintenance Plain Jointed Concrete Pavement,» Report No. FHWA-RD-77-111, Vol. 1, 1977.

10. Беpr O.Я., Е. Н. Щербakov, Г. Н. Писанко. Высокопрочный бетон. Стройиздат, 1971, 209с.

11. Taylor, I. F. and P. S. Pell, Could fatigue be a problem in flexible pavement? Roads and Road Construction, 1969, Vol. 47, No. 560, 236–243.

12. Е. Ф. Левицкий, В. А. Чернигов. Бетонные покрытия автомобильных дорог. М., Транспорт, 1980, 287с.

13. J. Mallela, A. Abbas, T. Harman, Ch. Rao, R. Liu, M. Darter, Measurement and Significance of the Coefficient of Thermal Expansion of Concrete in Rigid Pavement Design. Transportation Research Record. 1919, TRB, Washington, D. C., 2005, pp. 38–46.

14. AASHTO Guide for the Design of Pavement Structures. AASHTO, Washington, D. C. 1993, pp. 1–720.

15. Highway Design Manual, Caltrans, 2008.

16. Hall K. L., State of the art and practice in rigid pavement design. Transportation in the New Millennium, A2B02: Committee on Rigid Pavement Design. TRB, 2000, pp. 1–7.

17. S. Woinowsky-Krieger, Berechnung einer auf elastischem Halbraum aufliegenden, unendlich erstreckten Platte. Ingenieur-Archiv, 1949, Band XVII, 142–149.

18. Regulation of Weights, Lengths, and Widths of Commercial Motor Vehicles, Special Report 267, TRB NRC, Washington, D. C., 2002, p. 1–285.

