



УДК 624.27

**М.Ч. Апсеметов, Р.С. Картанбаев, Н.Ч. Сулайманов, А.Е. Айдаралиев, У.Т. Шекербаев,
Т.Б. Иманалиев**

КГУСТА, г. Бишкек

А.А. Давыдов

ВКГТУ, г. Усть-Каменогорск

**ОПТИМИЗАЦИЯ КОНСТРУКЦИЙ БАЛОЧНЫХ МОСТОВ С ИЗМЕНЯЮЩИМИСЯ ПАРАМЕТРАМИ
ПРИ НЕПОЛНОЙ СЕЙСМОЛОГИЧЕСКОЙ ИНФОРМАЦИИ**

Долгое время величины, характеризующие сейсмическое воздействие, например горизонтальное ускорение грунта, представлялись в виде некоторых вполне заданных функций времени. Было предложено немало аналитических выражений для таких функций, однако они не имели ничего общего с реальными акселерограммами землетрясений, которые имеют, как правило, хаотический характер. Сейсмическое воздействие носит случайный характер, и в основу теории сейсмостойкости должны быть положены методы теории вероятности и математической статистики. Имеется ряд исследований по разработке и составлению математических моделей сейсмических воздействий, предложенных учеными: Айзенбергом, Жаровым, Рассказовским и др.

В настоящее время широко известен метод «средних спектров», который основан на результатах обработки всех сильных землетрясений, происходивших в данном регионе. Применение этого метода возможно только при полной сейсмологической информации. При неполной сейсмологической информации для инженерных расчетов наиболее удобной и простой является модель, предложенная Я.М. Айзенбергом [1].

Сейсмологические воздействия впервые представлены как множество процессов, занимающих определенную область частот. Другая важная особенность модели заключается в том, что все расчетные параметры каждого из ее элементов выражаются как простые функции доминантной частоты. Модель отражает разнообразие доминантных частот, спектров и других характеристик землетрясений, зарегистрированных в прошлом, и позволяет прогнозировать вероятные в будущем землетрясения.

Мосты в настоящее время в проектных организациях рассчитываются на сейсмическое воздействие в основном по нормативным документам [2]. Эти проекты рассчитаны на сравнительно слабые землетрясения, т.е. на землетрясения интенсивностью 1,5-2,5 балла ниже максимально возможной интенсивности, которая определяет сейсмичность района. Это подтверждается хотя бы тем, что расчетные ускорения, определенные по СНиП II-7-781, в 4-5 раз меньше реально наблюдающихся ускорений при землетрясениях соответствующей балльности. Однако в большинстве случаев мосты, запроектированные и построенные по инженерным нормам, вполне удовлетворительно выдерживают колебания соответствую-

щей расчетной интенсивности. Это объясняется тем, что расчет производится в упругой стадии на слабые, но частые землетрясения. При этом не учитываются неупругие деформации, трещины и локальные повреждения, которые могут возникнуть при сильных землетрясениях, а также другие резервы, позволяющие сооружениям приспособиться к сейсмическим воздействиям.

Есть много конструкций зданий с выключающимися и включающими связями, которые в процессе землетрясения приспосабливаются к сейсмическим воздействиям, уходя от резонансной зоны, допуская частичное разрушение ненесущих элементов (панели, узлы и др.).

В мостах такое частное разрушение некоторых элементов недопустимо, так как все элементы их связаны основной нагрузкой. Поэтому необходимо применять специальные конструкции опор или опорных частей, в которых во время землетрясения изменяются параметры системы, приспосабливающиеся к сейсмическим воздействиям, уходя от резонансной зоны.

Существуют различные пути сейсмоизоляции автодорожных мостов, например сейсмоизоляция опор на уровне фундамента и на уровне подферменной площадки. В работе [3] показано преимущество первой из них. Вместе с тем этот путь эффективно используется только для жестких массивных опор. В работе [4] экспериментально установлено, что при периодах собственного колебания опоры $T>0,5$ с сейсмопоясом на уровне фундамента практически не работает, поэтому сейсмоизоляция на уровне фундамента гибких опор неэффективна.

В настоящее время в балочных мостах в основном применяются гибкие опоры, в связи с этим уточнение сейсмических нагрузок, характера их действия с учетом региональных особенностей и конструктивное снижение сейсмических сил на такие опоры является актуальным.

Сейсмические воздействия бывают различные по спектральным составам. Воздействия высокочастотных землетрясений существенно не влияют на разрушение гибких опор, так как преобладающие доминантные частоты землетрясений далеки от резонансной зоны. А воздействия низкочастотных землетрясений могут привести к разрушению гибких опор за счет совпадения частоты собственных колебаний опоры с доминантной частотой землетрясений.

На рис. 1 показана конструкция опоры балочного моста [5], которую можно применить для гибких опор в сейсмических районах.

В обычных условиях опора работает как неподвижная опорная часть, а при продольно сейсмическом воздействии, когда сейсмическая сила превышает тормозную силу, штыри срезаются, и опора изолируется от массы пролетного строения, тем самым снижается сейсмическая сила, действующая на опору. При совпадении частоты собственных колебаний опоры с доминантной частотой сейсмического воздействия амплитуды колебаний резко увеличиваются и происходит смягченный удар о демпфер, опора включается в пролетному строению и тем самым приспосабливается к сейсмическим воздействиям за счет изменения периода собственных колебаний, уходя от резонансной зоны.

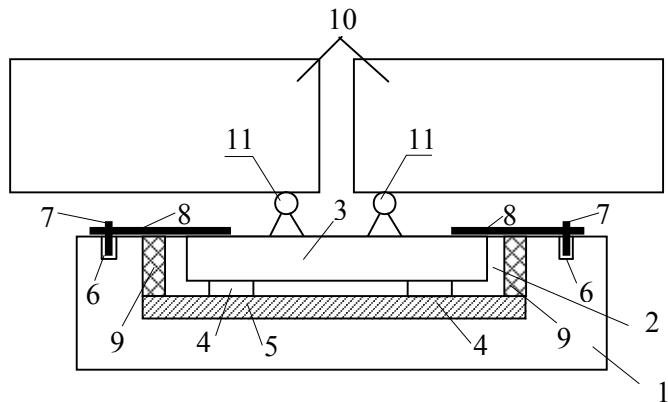


Рисунок 1 - Конструкция балочного моста: 1 – оголовка опоры; 2 – ниша; 3 - подферменная плита; 4 – антрафракционная прокладка; 5 – металлический лист; 6 – втулка; 7 – срезные штыри; 8 – металлические пластинки; 9 – демпфер; 10 – пролетное строение; 11 – опорные части

При неполной сейсмологической информации сейсмическое воздействие на эту конструкцию представим как множество M_{ϕ_j} процессов, определенных на множестве несущих частот $\omega_{\min} < \varpi < \omega_{\max}$, каждый из этих процессов считается физически возможным. Необходимо в условиях такой неполноты сейсмологической информации отыскать оптимальные сейсмические нагрузки на конструкцию. В качестве критерия оптимальной системы будет рассматриваться среднеквадратическая реакция S_j системы начального состояния (НС) и предельного состояния (ПС). В этом случае можно воспользоваться множеством M_{S_j} среднеквадратических спектров максимальной реакции, соответствующих множеству M_{ϕ_j} сейсмических воздействий Φ_j . В качестве расчетного спектра из условия оптимальности берем минимум из максимального значения среднеквадратической реакции

$$S = \min (\max S_n \text{ или } S_p), \quad (1)$$

где S_n - сейсмическая реакция системы при периоде $T=T_n$; S_p – сейсмическая реакция системы при периоде $T=T_p$; T_n - период в начальном состоянии; T_p – период в предельном состоянии.

Дисперсия спектрального коэффициента определяется как

$$\sigma_{\xi_j}^2 = \frac{\sigma_{x_j}^2}{\sigma_{\phi_j}^2}, \quad (2)$$

где $\sigma_{x_j}^2$ - дисперсия процесса на выходе линейного осциллятора;

$\sigma_{\phi_j}^2$ - дисперсия процесса на входе расчетного множества M_{ϕ_j}

Тогда среднеквадратичные спектральные коэффициенты динамичности определяются по формуле

$$\xi_j = \sqrt{\sigma_{\xi_j}^2}, \quad (3)$$

$j=1,2,\dots,n$, где число принятых дискретных расчетных воздействий $\Phi(t, \varpi_j)$ – элементов расчетного множества M_{ϕ_j} .

Среднеквадратическое значение максимума сейсмической силы, действующей на линейный осциллятор, определяется:

$$S_j = m \ddot{x}_{\phi_j} \xi_j = \frac{\ddot{x}_j}{g} \cdot \xi_j \cdot Q = K_c \cdot \xi_j \cdot Q, \quad (4)$$

где $\ddot{x}_{\phi_j} = \sqrt{\sigma_{\phi_j}^2}$, m и Q - масса и вес осциллятора.

На рис. 2 приведены графики спектрального коэффициента динамичности, которые определены по формулам (2) и (3), с соответствующим элементом множества M_{ϕ_j} сейсмических процессов Φ_j , показателем случайного процесса,

$$\theta = \frac{\alpha_i}{\varpi_c} = 0,5,$$

где α и ϖ - параметры корреляционной функции случайного процесса [1].

Покажем конкретный пример для графика, приведенного на рис. 2.

Пример: Оптимизировать сейсмическую нагрузку для опоры балочного моста (рис. 1). Начальное состояние принимаем, когда штыри срезаются и опора изолируется от массы пролетного строения. Предельное состояние принимаем, когда амплитуда колебания превышает величину зазора и опора включается к пролетному строению.

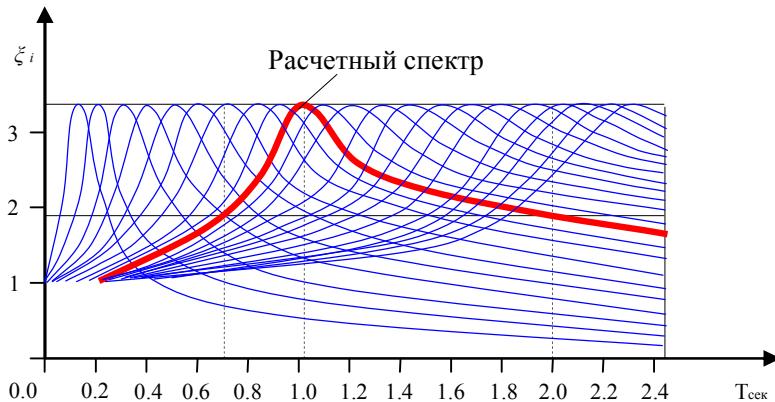


Рисунок 2 - График спектрального коэффициента динамичности

Периоды собственных колебаний опоры будут для двух состояний T_n и T_{n_0} , соответственно. Расчетную схему принимаем в виде линейного осциллятора с одной степенью свободы. Сосредоточенная масса $m_2 = m_1 + m_{\text{пр}}$, где $m_{\text{пр}}$ - масса пролетного строения; m_1 - расчетная масса опоры; m_2 принимается для предельной системы. На рис. 3 представлены расчетные схемы для начального и предельного состояния.

Определяем периоды собственных колебаний опоры для начальной и предельной систем по формулам:

$$T_n = 2\pi \sqrt{m_1 \delta} \quad \text{и} \quad T_{n_0} = 2\pi \sqrt{m_2 \delta}, \quad \delta = \frac{H^3}{3EJ}, \quad C_{on} = \frac{1}{\delta},$$

где δ – перемещение системы от единичной силы; H – высота опоры; EJ – постоянная, характеризующая жесткость сечения; C_{on} – жесткость опоры.

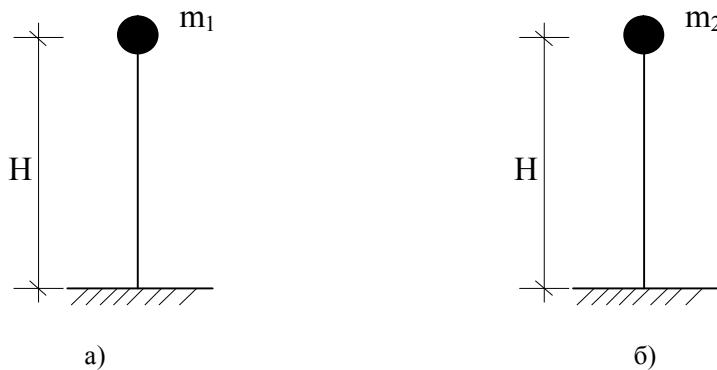


Рисунок 3 - Расчетная схема: а) начальное состояние; б) предельное состояние

Для наглядного примера принимаем численные значения

$$T_n = 2\pi \sqrt{\frac{m_1}{C_{on}}} = 0,7 \text{ с}, \quad T_h = 2\pi \sqrt{\frac{m_2}{C_{on}}} = 2,01 \text{ с}.$$

Сначала вычислим сейсмическую силу по нормам, она определяется по следующей формуле

$$S = mg \cdot k \cdot \beta, \quad \beta = \frac{1,1}{T},$$

где m – масса линейного осциллятора; g – ускорения силы тяжести; k – коэффициент, принимаемый 0,025, 0,05, 0,1 для 7, 8, 9 баллов соответственно; β – коэффициент динамичности.

Для баллов сейсмические силы будут: $S_h = m_1 \cdot g \cdot k \cdot \beta_h = 25919H$, $S_n = m_2 \cdot g \cdot k \cdot \beta_n = 90013H$.

Применим графики (рис. 2). Каждому фиксированному $S_p = S(T)$ соответствует расчетный спектр элемента множества M_{Sp} . Условием минимума принимаем минимум максимального значения среднеквадратичной реакции в любом из двух состояний системы. Можно показать, что условию (1) отвечает такой спектр коэффициента динамичности ξ_i , для которого выполняется условие

$$\xi(T_h) = \xi(T_n), \quad (5)$$

т.е. условие равенства значений среднеквадратических спектральных коэффициентов динамичности системы в начальном и предельном состоянии, если $\xi(T_h) = \xi_p$.

Для наблюдения эквивалентности результатов уровню нагрузок по СНиП II-7-81 для мостов будем принимать максимальное значение $\xi_{max} = \beta_{max} = 2,7$.

Найдем теперь оптимальную расчетную нагрузку на рассматриваемую систему с изменяющимися параметрами. Воспользуемся графиками (рис. 2). Проведем две прямые: $T = T_h = 0,7 \text{ с}$ и $T = T_{np} = 2,01 \text{ с}$. По условию (5) или в данном примере $\xi(0,7 \text{ с}) = \xi(2,01 \text{ с})$.

Замечаем, что такому условию соответствует спектр коэффициента динамиичности с доминантным периодом $T=1,0\text{с}$ (рис. 2). Этот спектр и принимаем в качестве расчетного значения. Определяем величину ξ_P из пропорции

$$\frac{\xi_P}{2,7} = \frac{\beta(2,01\text{c})}{\beta(1,0\text{c})},$$

откуда $\xi_P = \beta_n = 2,7 \cdot 0,49 \approx 1,35$ и $S_P = 0,1 \cdot \xi_P \cdot m_1 \cdot g = 0,1 \cdot 1,35 \cdot 16530 \cdot 9,8 = 21869\text{H}$.

В качестве расчетной нагрузки берем $S_P = 21869\text{H}$.

Список литературы

1. Айзенберг Я.М. Сооружения с выключающимися связями. - М.: Наука, 1976. - 232 с.
2. СНиП II-7-81 Строительство в сейсмических районах. - М.: Стройиздат, 1982. - 87 с.
3. Чуднецов В.П. Исследование работы опоры моста с сейсмоизолирующими поясами на сейсмическую нагрузку / В.П. Чуднецов, М.Ч. Апсеметов // Сб. науч. труд. ФЛИ. - Фрунзе, 1986. - С. 12-18.
4. Хучбаров З.Г. Сейсмоизоляция автодорожных мостов. - Фрунзе: Илим, 1986. - 87 с.
5. А.с. СССР № 804754. Опора балочного моста / В.П. Чуднецов; Опубл. 1981. - 4 с.

Получено 22.10.09

УДК 624.27

М.Ч. Апсеметов, Н.Ч. Сулайманов, Т.Б. Иманалиев, А.Е. Айдаралиев,

У.Т. Шекербаев, Н. Курманбек уулу

КГУСТА, г. Бишкек

А.А. Давыдов

ВКГТУ, г. Усть-Каменогорск

РЕЗУЛЬТАТЫ ОБСЛЕДОВАНИЯ И ИСПЫТАНИЯ МОСТА НА ПРОСПЕКТЕ РЫСКУЛОВА ГОРОДА АЛМАТЫ

Целью обследования является определение состояния моста (путепровода) на проспекте Рыскулова между улицами Бокейханова и Авангардная города Алматы и техническое заключение о возможности дальнейшей его эксплуатации.

В процессе обследования были выполнены следующие работы:

- 1) визуальное обследование моста;
- 2) статическое испытание моста;
- 3) динамическое испытание моста;
- 4) определение прогиба в середине пролета экспериментально-расчетным путем.

Обследования выполнялись согласно требованиям СНиП 3.06.07-86 [1].

Общий вид и конструкции моста показаны на рис.1. Мост (путепровод) представляет собой девятипролетную неразрезную балочную систему коробчатого сечения со схемой 18,9+7x30+20,5 общкой длиной 249,9 м в горизонтальной плоскости. Высота опор моста разная и при этом общая длина по поверхности проезжей части равна 252,2 м. В период обследования отсутствовала проектно-техническая документация и были неизвестны схе-

мы армирования пролетного строения.

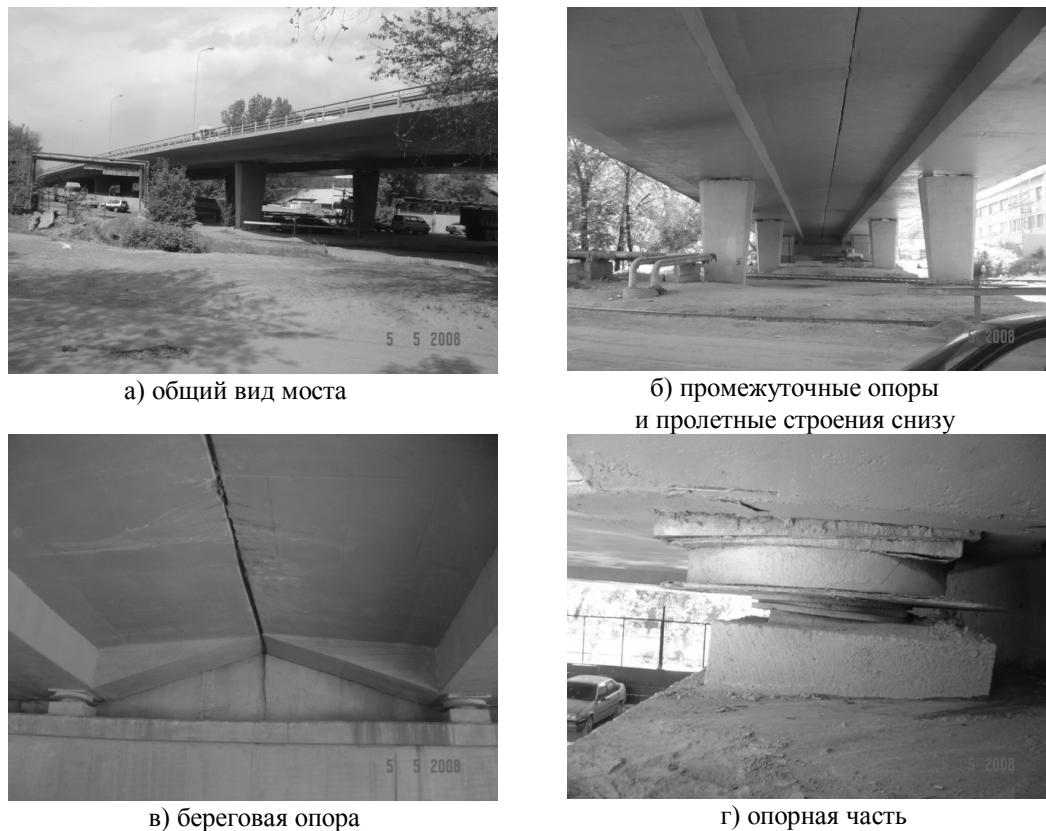


Рисунок 1 - Общий вид и конструкции моста

Пролетное строение моста выполнено в виде железобетонной неразрезной балки. По-перечное сечение его состоит из двух главных балок коробчатого сечения из монолитного железобетона, не объединенных между собой. Продольный деформационный шов главных балок расположен на уровне плиты проезжей части и имеет ширину от 80 до 100 мм. Фундаменты моста установлены на свайном основании.

Промежуточные опоры - железобетонные раздельные под каждое пролетное строение по типу монолитного железобетона на низком свайном ростверке. Крайние опоры - железобетонные в виде массивного устоя на низком свайном ростверке. Правое пролетное строение имеет схему 18,9+7x30+20,5 левое - 20,5+7x30+18,9, следовательно, промежуточные опоры расположены вразбежку.

Опорные части - стаканного типа, включающие полимерные материалы. Под каждой главной балкой расположены по две опорные части симметрично к оси главной балки. Температурное перемещение пролетного строения обеспечивается скольжением металла по фторопласту относительно опоры. Применение такой конструкции опорной части обеспечивает сейсмостойкость моста за счет сейсмоизоляции моста в целом при горизонтальном сейсмическом воздействии во время землетрясения.

Город Алматы относится к сейсмически опасным районам. Сейсмостойкость района,

где расположен мост, составляет 9 баллов, категория грунта 2 по сейсмическим свойствам. Мост эксплуатируется уже на протяжении более 30 лет [2]. Перильные ограждения - металлические высотой 0,9 м. Покрытие моста - асфальтобетонное, ширина проезжей части по 11,2 метра, ширина тротуара 0,9 метра, а ширина разделительной полосы 0,5 метра.

Пролетное строение моста состоит из 2-х главных балок, которые работают независимо друг от друга, так как они не объединены в плиту. Над продольными швами расположена разделительная полоса из бордюрных железобетонных блоков. На пролетных строениях происходят выщелачивание и коррозия бетона с оголением арматуры. Поверхности пролетного строения заштукатурены, покрашены во время среднего ремонта в прошлом году. Несмотря на ремонт моста в 2007 году, снизу пролетного строения видны продольные и поперечные трещины шириной раскрытия 0,05-0,1 мм.

Обследование дефектов производилось визуально с использованием инструментов и приборов методом неразрушающего контроля. Класс бетона пролетного строения по прочности определялся молотком Кашкарова и равен В 35.

Ширина раскрытия трещины измерялась микроскопом, и она колеблется в пределах от 0,05 до 0,1 мм. В связи с отсутствием проектно-технической документации для установления класса рабочей арматуры был вскрыт низ пролетного строения правого моста во 2 и 3 пролетах. Во втором пролете при вскрытии обнаружена коррозия поперечной арматуры класса А III ø12 мм. Установлено, что класс рабочей арматуры А III ø 32 мм. Процент коррозии этой поперечной арматуры составляет 5 % .

Под тротуарами на плите пролетного строения обнаружены выщелачивание и коррозия бетона. Это связано с плохой гидроизоляцией тротуарного покрытия. Под главной балкой - параллельные поперечные трещины с шагом 10-14 см. Есть вертикальные поперечные трещины в главной балке шириной от 0,05-0,15 мм.

Крайние опоры в большей степени подвержены коррозии. Подферменные площадки, прокладной ряд подвержены выщелачиванию. Молотком Кашкарова определен класс бетона крайних опор - В 40. Несмотря на вышеотмеченные дефекты, в целом крайние опоры находятся в удовлетворительном состоянии. Их можно использовать при реконструкции и усилении моста.

Промежуточные опоры в хорошем состоянии. Класс бетона по прочности - В 40. Их также можно использовать при реконструкции и усилении моста. Опорная часть скользящего типа с фторопластовой прокладкой. Так как мост расположен в сейсмически опасном районе, при землетрясении опорная часть изолирует сейсмическое воздействие на опоры и пролетные строения в горизонтальном направлении. Верхний и нижний корпуса опорной части жестко соединены с пролетными строениями и опорой, соответственно. Скольжение происходит по фторопласту и металлу. Металл опорной части подвержен коррозии, особенно крайних опор.

Проезжая часть, перильные ограждения, ограждающий металлический брус и разделительная полоса проезжей части (бордюрные блоки) на момент обследования находятся в хорошем состоянии. Осветительные мачты на мосту также в хорошем состоянии. На проезжей части отсутствуют водоотводные трубы. Водоотвод производится неорганизованно, и поверхностная вода, растекаясь по мостовому полотну, затекает на конструкции балок и опор.

Габарит моста соответствует нормам СТ РК 1379-2005 [3].

Статическое испытание производилось для определения прогибов и ширины раскрытия трещины пролетного строения. В связи с этим выбраны 3 пролета правого моста. Для определения прогибов применялся прогибомер Максимова, а для определения ширины раскрытия трещины использовался микроскоп.

Рассматривалось 3 вида загружения испытательной нагрузкой: 1) загружение одним автомобилем; 2) двумя автомобилями; 3) четырьмя автомобилями.

В качестве испытательной нагрузки использованы загруженные КАМАЗы, которые весят 24,74; 23,84; 24,50 т соответственно, и 1 автомобиль китайского производства весом 36,20 т.

В первом загружении (24,74 т) ширина раскрытия трещин не увеличивалась и оставалась прежней, как в незагруженном состоянии (0,05...0,1 мм), а прогиб пролетного строения в середине пролета (6-й пролет) составляет 5,31 мм. При втором загружении (60,94 т) ширина раскрытия трещин постепенно увеличивалась от 0,1 до 0,15 мм, а прогиб составляет 14,16 мм. В третьем загружении (109,28 т) ширина раскрытия трещин составляет от 0,12 до 0,38 мм, что недопустимо по СНиП 2.05.03-84, табл. 39, а прогиб балки - 31,60 мм [4].

При измерении прогибов взяли их среднее значение или математическое ожидание m_x случайных величин. Значение прогиба также определено нивелиром. Отклонение показания прогибомера и отсчет по нивелиру составили 12 %.

Динамическое испытание производилось для определения динамических прогибов в середине пролета (пролет 2, 5, 6) и динамического коэффициента $1 + \mu$.

Рассматривались загружения с различными скоростями движения автомобиля: 1) движение одного автомобиля; 2) движение двух автомобилей; 3) движение четырех автомобилей; 4) три автомобиля стоят на краю проезжей части, а один автомобиль движется.

При испытании для определения динамического прогиба в середине пролета применялись 3 сейсмоприемника СМ-3. Запись смещения производилась с помощью осциллографа НО41 на фотобумаге.

Динамический коэффициент $1 + \mu$ по норме СНиП СТ РК 1380-2005 [5] равен

$$1 + \mu = 1 + \frac{45 - \lambda}{135} = 1 + \frac{45 - 30}{135} = 1,11.$$

Динамический коэффициент по испытаниям определяется по формуле

$$1 + \mu = \frac{Y_{\Delta}}{Y_{CT}},$$

где Y_{Δ} - динамический прогиб пролетного строения в середине пролета, определяется по записям колебаний; Y_{CT} - статический прогиб пролетного строения в середине пролета, определяется по показаниям прогибомера Максимова и составляет 1,41 для пролета 6, 1,32 - для пролета 2.

Отсюда следует, что мост слишком чувствителен к динамическим воздействиям потому, что эксплуатационный срок моста превышает более 30 лет, и в пролетном строении существует много трещин, а это приводит к снижению жесткости вследствие коррозии бетона и арматуры. Большие прогибы и чувствительность моста к динамическим воздействиям автомобиля ощущаются даже людьми во время прохода по тротуару.

Численный расчет моста выполнен по программам «ЛирВизор» комплекса «ЛИРА» версии 4.4, разработанного ООО «Лира Центр».

В качестве расчетной схемы использована трехмерная (пространственная) расчетная модель.

Конструктивные расчеты моста выполнены в соответствии [4-6]. Целью расчета было определение прогиба балки в середине пролета для уточнения данных испытания.

При расчете моста использованы 8 загружений, которые являются статическими (1-е загружение – собственный вес конструкций, вычисляемый программой автоматически; 2-е загружение – нагрузки от конструкции покрытия проезжей части и перил; 3-е загружение – нагрузки от подвижных нагрузок А14; 4-е загружение – нагрузки от подвижных нагрузок НК120; 5-е загружение – нагрузки от тяжелых одиночных подвижных нагрузок НК180; 6-е загружение – от испытательной нагрузки (1 автомобиль); 7-е загружение – 2 автомобиля; 8-е загружение – 4 автомобиля).

Рассчитываемый мост выполнен в железобетонных конструкциях по схеме многопролетной неразрезной балки на 10 опорах (9 пролетов). Длина моста в горизонтальной плоскости равна 249,4 м при длине проезжей части по поверхности покрытия 252,2 м (две проезжие части). Ширина проезжих частей равна по 11,2 м с тротуарами по 0,9 м. Ширина разделительной полосы равна 0,5 м.

Опоры представляют собой трапециевидную конструкцию. Высота опор меняется от 2,45 до 6,22 м. Класс бетона В 40 (по результатам обследования).

Пролетные строения из бетона В 35. Арматура класса А-III (по результатам обследования).

Все данные экспериментальных работ обработаны методом математической статистики. В результате обработки вычислены математическое ожидание m_x , дисперсия D_x и σ – среднеквадратическое отклонение прогибов балки в середине пролета (2, 5, 6). Статическое испытание произведено в каждом пролете по 3 раза, и сняты показания отсчетов по 3 прогибомерам. Тогда количество опытов будет $n=9$. В табл. 1 показаны результаты обследования балки по 3 пролетам (2, 5, 6). Коэффициент вариации $C = \frac{\sigma}{m_x}$ колеблется от

4,4 до 13,2 %. Это значит, что результаты испытания приведены с допустимыми ошибками. Согласно п. 3.2. СНиП 3.06.07 – 86, если на мосту имеется несколько одинаковых конструкций пролетных строений, испытание в полном объеме допускается проводить на одной из конструкций. Остальные конструкции могут проверяться (выборочно) менее подробным испытанием. Поэтому выбраны 3 пролета моста (2, 5, 6), а остальные пролеты не испытаны. В табл. 1 представлены результаты статического испытания.

Таблица 1
Прогибы в мм (без учета собственного веса)

	Второй пролет			Пятый пролет			Шестой пролет		
	1 авт.	2 авт.	4 авт.	1 авт.	2 авт.	4 авт.	1 авт.	2 авт.	4 авт.
m_x	3,91	11,12	28,48	4,97	12,13	29,57	5,31	14,16	31,60
D_x	1,96	2,16	2,02	2,12	2,01	1,83	2,09	1,98	2,04

σ_x	0,43	1,47	1,42	0,38	1,42	1,35	0,47	1,41	1,41
------------	------	------	------	------	------	------	------	------	------

Данные таблицы показывают, что максимальное значение прогиба в середине пролета соответствует загрузке при четырех автомобилях. Значение прогибов в середине пролета в таблице приведено без учета собственного веса балки.

Поэтому для определения прогиба от собственного веса пролетного строения использован компьютерный расчет.

В табл. 2 представлены значения прогибов с учетом собственного веса.

Таблица 2

Прогибы с учетом собственного веса пролетного строения

	Второй пролет			Пятый пролет			Шестой пролет		
	1 авт.	2 авт.	4 авт.	1 авт.	2 авт.	4 авт.	1 авт.	2 авт.	4 авт.
y	33,22	49,56	59,12	32,05	47,17	63,66	34,62	53,2	69,71

Из таблицы видно, что при загружении четырьмя автомобилями на мосту прогибы балки с учетом собственного веса равны 59,12; 63,66; 69,71 мм; для пролетов 2, 5, 6 соответственно близки к нормативному значению допускаемого прогиба

$$f = \frac{l}{400} = \frac{30}{400} = 0,075m = 75 \text{ мм.}$$

Меньшее значение прогиба во 2, 5 пролетах объясняется наклоном пролетного строения к горизонтальной плоскости.

Из статического испытания при четырех автомобилях во 2 пролете ширина раскрытия трещины больше допускаемого значения (СНиП 2.05.03-84). Такие же результаты будут для других пролетов, потому что видны такие же трещины в других пролетах невооруженным глазом. Отсюда следует, что мост не соответствует требованиям нормативов (СНиП 2.05.03- 84).

Расчетное значение прогиба в середине пролета от нагрузки НК180 без учета собственного веса пролета равно 55,04 мм, а с учетом собственного веса будет 55,04+38,12=93,16 мм, что превышает допускаемый прогиб 93,16 > 75 мм.

Из анализа данных испытания следует, что мост не проходит по второму предельному состоянию на нагрузку НК180 и по раскрытию трещины 0,38 мм также не проходит на испытательную нагрузку общим весом 110 т.

Отсюда можно сделать заключение, что мост находится в аварийном состоянии, так как пролетное строение не проходит по 2-му предельному состоянию на нагрузку НК120 и НК180.

Испытательные нагрузки проезжали со скоростью от 20-40 км/ч. Пропускать автомобили со скоростью более 40 км/ч было невозможно. Из полученных записей видно, что при скорости от 20 до 40 км/ч амплитуда колебаний зависела только от массы нагрузки. Увеличение каналов $V=84$, а загрубление шунтовой коробки $\beta=100$, тогда действительный прогиб будет определяться по формуле $Y=Y_3 \beta / V$, где Y_3 – максимальное смещение на ленте - 37,5 мм; β - загрубление в ШК-2; V - увеличение каналов.

Максимальный прогиб будет $Y=37,5 \times 100 / 84 = 44,64$ мм.

Тогда динамический коэффициент для 6 пролета будет равен $1+\mu=44,64 / 31,6=1,41$,

что превышает требуемые нормы, а для второго пролета $1+\mu=1,32$, что больше значения, требуемого нормой (СТ РК 1380-2005), равного 1,11.

Мост слишком чувствителен к динамическим воздействиям и поэтому, на наш взгляд, требуется увеличение жесткости пролетного строения.

В результате обработки экспериментальных работ получены следующие данные: частота вынужденных колебаний автомобиля $v = 6$ Гц при скорости движения автомобиля 20 км/ч и $v = 9$ Гц при скорости движения 40 км/ч. Амплитуды колебания при этом существенно не изменились, а частота – от 3 до 9 Гц.

Результаты обследования состояния моста на проспекте Рыскулова между улицами Бокейханова и Авангардная города Алматы позволяют сделать следующие выводы:

1. Опоры и проезжая часть моста находятся в хорошем состоянии.
2. Пролетные строения моста находятся в неудовлетворительном состоянии (прогибы, трещины, выщелачивание бетона, коррозия).
3. Пролетные строения имеют большие динамические коэффициенты $1 + \mu = 1,41$ и $1,31$.
4. Прогибы пролетных строений в середине пролета от испытательных нагрузок колеблются от 59,12 до 69,71 мм и близки к допускаемому прогибу (75 мм).
5. В процессе испытания при загружении четырьмя автомобилями ширина раскрытия трещины (0,38 мм), больше, чем допустимое значение (0,30 мм).
6. Ощущается большая чувствительность моста к динамическим воздействиям.
7. Пролетное строение моста не проходит по 2-му предельному состоянию на нагрузки НК 120 и НК 180.

Следовательно, можно отметить, что данный мост находится в аварийном состоянии и его дальнейшая эксплуатация возможна только при усилении пролетных строений или при их замене.

Список литературы

1. СНиП 3.06.07-86. Мосты и трубы. Правило обследований и испытаний. – М., 1987. – 56 с.
2. СНиП РК 2.03-30-2006. Строительство в сейсмических районах. – Алматы, 2006. – 87 с.
3. СТ РК 1379-2005. Габариты приближения конструкций. Мостовые сооружения и водопропускные трубы на автомобильных дорогах. – Астана, 2005. – 112 с.
4. СНиП 2.05.03-84. Мосты и трубы. – М., 1985. – 95 с.
5. СТ РК 1380-2005. Нагрузки и воздействия. Мостовые сооружения и водопропускные трубы на автомобильных дорогах. – Астана, 2005. – 87 с.
6. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. – М., 1994. – 98 с.

Получено 20.10.09

УДК 625.7/.8:332.62

А.И. Квасов, О.А. Бендер
ВКГТУ, г. Усть-Каменогорск

ПРОБЛЕМАТИКА ОБОСНОВАНИЯ ПРОЕКТНЫХ РЕШЕНИЙ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Строительный комплекс относится к числу ключевых отраслей и во многом определя-

ет решение социальных, экономических и технических задач развития всей экономики Казахстана.

Ведущая роль строительного комплекса в достижении стратегических целей развития общества определяется тем, что конечные результаты достигаются путем осуществления инвестиционно-строительных программ и проектов.

В соответствии с объективными закономерностями выход Казахстана на экономический уровень передовых зарубежных стран возможен при условии широкомасштабного повышения инвестиционной активности, роста объемов капитальных вложений в новое строительство, реконструкцию и техническое перевооружение существующих основных фондов с опережающим развитием производственного потенциала строительной отрасли и ее материально-технической базы.

При этом непременным условием является повышение эффективности капитального строительства на основе наиболее рационального использования инвестиционных ресурсов, направление их в программы и проекты, позволяющие получить наибольшие экономические и социальные результаты, а также высокую эксплуатационную рентабельность возведенных объектов.

Переход страны к рынку коренным образом изменил ситуацию в строительной отрасли. Проводимые в стране экономические преобразования привели к тому, что практически все ее подотрасли находятся в кризисном состоянии. Для выхода из создавшейся кризисной ситуации, в первую очередь, с учетом новых условий хозяйствования требуется усовершенствовать управление и повысить интенсификацию строительного производства.

Важное значение при этом имеет повышение уровня проектно-сметного дела, что становится особенно актуальным в условиях перевода строительного производства преимущественно на интенсивный путь развития. С этой целью должен проводиться комплекс мер по коренному улучшению качества проектирования, широкому применению в проектах прогрессивных технологий, оборудования, материалов и конструкций, передовых методов организации производства, труда и управления, обеспечивающих соответствие проектируемых объектов новейшим достижениям научно-технического прогресса.

Тем не менее, имеется ряд слабо изученных проблем, связанных с повышением эффективности проектирования строительных объектов, которые требуют дальнейшего развития и совершенствования.

В частности, требуются эффективные методики проведения маркетинговых исследований и принятия оптимальных решений в процессе проектирования, а также выбора наиболее экономичных и качественных строительных проектов и др.

В самом общем случае проектирование представляет собой подготовительный этап любого строительства, от качества выполнения которого, в первую очередь, зависит стоимость и качество строительной продукции. Таким образом, проектирование строительных объектов, пользующихся устойчивым спросом на различных сегментах рынка строительной продукции, является одним из важнейших факторов развития и эффективного функционирования строительной отрасли.

Решение этой задачи непосредственно пересекается с задачами повышения эффективности затрат в развитие и содержание как отраслевого строительства в целом, так и каж-

дого объекта строительного производства.

Именно от повышения эффективности материальной базы зависит, с одной стороны, рациональное расходование всех видов ресурсов (финансовых, материальных, трудовых), с другой - «отдача» этой сферы в процессе реализации её потенциала как результата данного объема ресурсов. При этом речь должна идти обо всех видах эффективности: экономической, коммерческой, бюджетной, социальной, экологической.

На сегодня блоки, характеризующие технико-экономическую и финансовую эффективность проекта, оказались различными.

В современной теории и практике оценки эффективности проектов произошел разрыв между традиционными методами технико-экономической оценки проектов в системе инженерно-экономических критериев и целей и современными рыночными показателями и ориентирами.

Оценка экономической эффективности проектов производится по критерию минимизации ресурсов при сохранении или повышении достигнутого уровня качества строительного объекта в системе статичных показателей, или по критериям чистого дисконтированного дохода, срока окупаемости затрат, индекса доходности и тому подобное, т.е. в системе динамичных показателей и рыночных ориентиров.

Однако инвестор уже на предпроектной стадии должен не только знать конечные результаты инвестиций, но и иметь представление о факторах, влияющих на повышение рыночных показателей будущего проекта (объекта), его архитектурно-строительных вариантах проекта, различающихся по технико-экономическим показателям и способствующих повышению эффективности.

Деятельность строительных компаний (предприятий) организуется в рамках конкретных инвестиционных проектов, что обуславливает необходимость в применении новых подходов в области обоснования проектных решений и, соответственно, оценки качества проектов.

Строительные компании принимают проектные решения и осуществляют оценку их качества интуитивно, без опоры на научные знания, что не только сдерживает процесс их развития, но и существенно сказывается на результатах их деятельности.

В современных условиях хозяйствования строительная продукция превращается в товар, реализуемый на рынке. При этом договорная цена на строительство формируется с учётом спроса и предложений на данный вид продукции.

Потребитель формирует требования, предъявляемые к качеству и обоснованию принятых проектных решений объектов строительства, которые на современном этапе должны быть:

- доступны по цене (невысокая рыночная стоимость готовой продукции);
- надёжны (долговечность, обеспеченная безопасность и удобство в эксплуатации и др.);
- современны (широкий выбор планировочных решений, комфортабельность, красивый архитектурный облик и др.).

В нынешних условиях необходимо стремиться к тому, чтобы внедрение инновационных проектов, позволяющих существенно повысить экономическую эффективность строительства, не повлекло за собой снижения уровня надёжности конструкций и степени

привлекательности архитектурных, конструктивных и объёмно-планировочных решений зданий и сооружений.

В связи с перечисленными обстоятельствами возникает острая необходимость разработки модели управления инновациями в строительной отрасли, описывающей процессы, протекающие в сфере взаимоотношений и взаимодействий потребителя с производителем, и позволяющей посредством управления параметрами системы достичь не только роста эффективности деятельности строительных организаций, но и высокого уровня конкурентоспособности строительной продукции.

В частности, эффективность проектных решений автомобильных дорог в значительной степени зависит от сравнения вариантов по технико-экономическим, социальным, экологическим, эстетическим, энергетическим и другим критериям, которые формируются из довольно большого количества показателей, характеризующих процесс функционирования дороги.

Основная проблема проектирования на любой стадии (от предпроектных стадий «Проект развития дороги» и «Обоснование инвестиций» до стадий «Инженерный проект» и даже «Рабочие чертежи») заключается в разработке множества вариантов и обоснованного оптимального выбора.

Проблема обоснования оптимального варианта затруднена противоречивостью критериев:

- с увеличением технического уровня дороги практически всегда растет нагрузка на окружающую среду;
- снижение аварийности на дорогах требует повышенных строительных и эксплуатационных затрат;
- повышение обеспечиваемой дорогой скорости требует более высоких затрат на ее содержание и ремонты и т.п.

Найти оптимальный вариант в системе «Окружающая среда – транспортные потоки – дорога» при сложных условиях ее функционирования можно лишь на основе гармоничного сочетания противоречивых критериев.

Успешное решение этой трудно формализуемой задачи обеспечивается возможностями систем автоматизированного проектирования и современными программными продуктами, позволяющими генерировать достаточное количество вариантов и характеризовать каждый вариант комплексом показателей по разнообразным критериям.

Критерии оценки альтернативных решений по различным аспектам характеризуют возможную степень достижения цели.

Примером решения многоаспектных проблем может служить необходимость предложить технологический процесс для нового дорожного производства.

Иногда имеется несколько способов, в каждом из которых можно получить конечный заданный продукт. Однако в них требуется разное исходное сырье. Заметно отличаются удельные затраты энергии, воды, требуемая квалификация персонала и его количество. Разные и воздействия на природную среду, и возможные последствия аварий, и их вероятность.

Как же сравнивать? Что важнее? В исходный набор критериев надо включить все критерии, которые могут как-то оценивать возможные решения. Например, степень дефи-

цитности сырья (естественно, прогнозная, а не сегодняшняя), энергоемкость, возможность автоматизации процесса, пожароопасность и т.д.

В ситуации с несколькими сильными критериями выбор лучшей альтернативы - использование целевой функции.

Наиболее простой способ составления целевой функции - по методу взвешенных сумм. Во многих случаях он приемлем и подразумевает линейность ценности альтернативы по всем критериям, непрерывность этой функции и т.д.

Сначала рассмотрим критерии как подцели. Например, критерий «удельная энергоемкость» будет под целью «Снижение удельной энергоемкости» и т.д. Затем список подцелей ранжируется вновь. Целевая функция будет выглядеть так:

$$Y = A_1 Y_1 + A_2 Y_2 + \dots$$

Здесь Y_i - значение альтернативы по подцели i ,

A_i - «вес» соответствующей подцели, причем $\sum A_i = 1$ или 100 %.

Число вариантов проектных решений, например при трассировании дороги, достигает нескольких десятков, а при оптимизации проектирования продольного профиля их будет около ста, хотя большинство из них скрыто от проектировщика.

Поскольку задачу поиска оптимального варианта сложно формализовать, а многочисленные критерии не могут быть сведены к одному, и число показателей очень велико, то существенно возрастает роль отображения процессов, происходящих на дороге и в придорожном пространстве, транспортно-эксплуатационных характеристик дороги.

Процесс создания нового, либо обновления уже существующего дорожного объекта именуется капитальным строительством (или инвестиционным процессом).

Процесс вложения средств в создание объекта именуют инвестированием, а сами средства - инвестициями или капиталовложениями. Так как инвестиции всегда ограничены, а потребность общества в инвестиционных проектах (ИП) превышает инвестиционные возможности, то возникает задача выбора ИП.

На практике часто рассматривают небольшой набор альтернативных проектов, один из которых может быть выбран, если будет обоснована целесообразность и возможность его реализации.

Обоснование проекта - это процесс, цель которого определить целесообразность и возможность реализации проекта.

Проектные материалы по ИП - это документ (система документов), содержащий описание и обоснование проекта. Этим термином охватываются как документы, обязательные при проектировании объектов капитального строительства, так и дополнительные материалы, разрабатываемые участниками проекта при экспертизе, подготовке к реализации и в процессе реализации проектов.

Проектные материалы должны содержать информацию, необходимую для оценки эффективности ИП. Предполагается, что проектные материалы содержат всю необходимую информацию о технических, технологических и организационных характеристиках проекта [1].

Эффективность ИП - категория, отражающая соответствие проекта целям и интересам его участников [1].

Когда монополия на распределение и проведение работ государственными организа-

циями утрачена, и получение заказа на проведение дорожно-строительных и ремонтных работ происходит в процессе проведения тендера между конкурирующими частными предприятиями, при оценке варианта проекта производства ремонта работ основным, а зачастую и единственным критерием по-прежнему остается минимум капитальных затрат.

При этом долгое время господствовавший в дорожно-строительной отрасли оптимизационный подход, при котором находилось минимальное значение некоей целевой функции от капитальных затрат, и выбор проектного варианта происходил почти автоматически, уже не отвечает требованиям сегодняшних экономических условий в стране [2].

На сегодняшний день необходима оценка проектного решения по многим критериям. Уже давно настала необходимость учитывать не только экономические, но также социальные и экологические последствия реализации проекта.

Экономический рост не возможен без развития соответствующей транспортной инфраструктуры.

Отличие дорог от других транспортных сетей в том, что они позволяют осуществлять перевозки «от двери до двери», для поездок небольшой протяженности, являясь наиболее привлекательными. Частая сеть дорог, возможность осуществления перевозок собственным транспортом, относительная независимость от других видов передвижения - все это делает развитие автомобильных дорог важным фактором экономического благосостояния.

В то же время обоснованный выбор инвестиционных проектов позволяет эффективно использовать ограниченные бюджетные средства, необходимые для развития автомобильных дорог.

Следовательно, актуальность проблемы связана с двумя насущными целями экономической политики:

- 1) обеспечение экономического роста;
- 2) эффективность использования бюджетных средств.

Любой крупный ИП дорожного строительства затрагивает практически все аспекты социально-экономического развития.

Изменения начертания автотранспортной сети приводят к перераспределению транспортных потоков, что оказывает влияние как на отрасли производства, так и социальную сферу. Меняются возможности развития производства. Меняется транспортная доступность районов.

Поэтому задача выбора проектных решений и оценки качества проектов строительства/реконструкции автомобильных дорог должна рассматриваться в рамках системы, пронизывающей буквально все структуры и элементы экономики [3].

Это делает ИП дорожного строительства уникальным полигоном для практической апробации и развития самых разнообразных экономико-математических методов оценки эффективности комплексных проектов.

Список литературы

1. Виленский П.Л. Оценка эффективности инвестиционных проектов: Теория и практика / П.Л. Виленский, В.Н. Лишкиц, С.А. Смоляк. - М.: Дело, 2002. - 206 с.
2. Величко Г. Оценка проектных решений автомобильных дорог / Г. Величко, В. Филиппов

- // САПР и графика. - 2001. - № 12.
3. Глухом В. Эффективность строительства // Экономическая газета. - 1996. - 12 сент. - М., 1996.

Получено 23.11.09

УДК 625.721.2

А.К. Киялбаев

КАДИ им. Л.Б. Гончарова, г. Алматы

**О ПРОБЛЕМАХ УВЛАЖНЕНИЯ КОНСТРУКЦИИ ДОРОЖНОЙ ОДЕЖДЫ
В УСЛОВИЯХ ЗАСУШЛИВЫХ РАЙОНОВ КАЗАХСТАНА**

Дорожная конструкция как элемент окружающей среды находится под постоянным воздействием природно-климатических условий, формирующих ее водно-тепловой режим. Воздействие водно-теплового режима проявляется в попеременном увлажнении и просыхании грунтов земляного полотна в зависимости от их промерзания и оттаивания, которые влияют на снижение прочностных свойств дорожной конструкции. Это особенно опасно в пылевидных супесчаных и лессовых грунтах. При этом также следует учитывать климатические условия местности. В дорожно-климатических зонах характерны большие перепады суточной температуры воздуха (в пределах 25-35 °C), изменение водно-теплового режима существенно отличается от других зон (особенно I-III). Здесь показатель суточного перепада температуры воздуха играет главную роль, и он влияет на снижение прочностных свойств дорожной одежды и глубину проникновения влаги в ее слои и тело земляного полотна. В связи с этим Ю.Л. Мотылев [1] выделяет два основных типа грунтовых вод:

– тип 1 с максимумом в зимне-весенний период, связанный с промывкой почвогрунтов, которая как правило производится в феврале-марте, характерен для территорий, где распространены засоленные грунты;

– тип 2 с максимумом в жаркий период (июнь-август), обусловленный поливом сельскохозяйственных культур в период их вегетации или вторым (летним) паводком рек, приурочен к давно орошающимся территориям, где засоление незначительное и необходимость в промывках полей отсутствует.

Проведенные натурные наблюдения с целью определения причин увлажнения земляного полотна и конструктивных слоев дорожной одежды в местной сети Кызылординской области подтвердили выводы Ю.Л. Мотылева и предложенную им дифференциацию режима грунтовых вод. Почти вся дорога, исследуемая нами, относится к 1-му типу (тип 1а) по условиям увлажнения местности. Однако, местами, где дороги проходят через орошающую территорию сельскохозяйственных угодий, наблюдались участки с повышенной влажностью, характерные 3-му типу местности, являющейся причиной образования пучин. Здесь почвогрунты, как правило, представлены тяжелыми разновидностями, т.к. на этих местах обычно культивируется рис, в этом случае имеет место разновидность 3-го типа – 3 а (рис. 1).

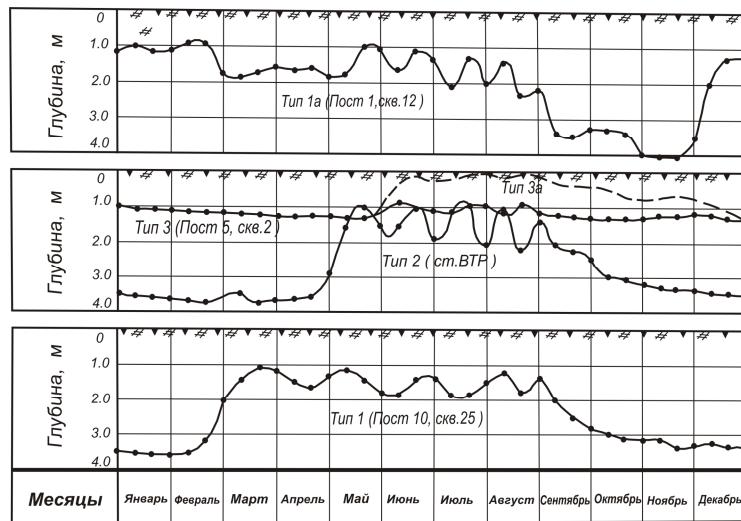


Рисунок 1 - Характерные типы режима грунтовых вод на орошаемых территориях Кызылординской области

По исследованию узбекского ученого, д.т.н., профессора А.Ж. Каюмова [2], все орошающие территории Узбекистана, характерные и для территории Кызылординской области, отнесены к постоянно увлажняемым местам. Таким образом, анализ выделенных типов режима грунтовых вод показывает, что только типы 1, 3 и их разновидности 1a, 3a могут быть отнесены к постоянно увлажняемым местам. Высокое стояние грунтовых вод охватывает и холодный, и теплый период, причем, в холодный период высокое стояние грунтовых вод совпадает с периодом интенсивных осадков, поэтому в этот период указанные территории на самом деле являются увлажненными лишь в дни полива, что длится 3-4 дня и повторяется через 10-15 дней.

Результаты анализа показывают, что атмосферные осадки чрезвычайно неравномерно распределяются в южной части Казахстана [3]. Например, среднегодовое количество осадков в Кызылординской области изменяется в пределах 104-141 мм, в Шымкенте и Таразе – до 320 мм, в предгорных районах Алматинской области – от 350 до 581 мм и выше. Показатели среднегодовой относительной влажности воздуха в этих регионах также не высокие, т.е. их значения колеблются в пределах от 47 до 59 % в равнинной местности, а в горах - до 65 %.

Атмосферные осадки и их испарение являются элементами геокомплекса, сток и впитывание влаги – источниками увлажнения дорожной конструкции. В условиях сухого и жаркого климата испарение является одним из существенных элементов водного баланса. Такие явления, которые могут способствовать пучинообразованию конструкции дорожной одежды, часто наблюдаются на дорогах, проложенных через орошающие территории.

В практике водобалансовых исследований для определения испарения пользуются различными методами, которые делятся на эмпирические, экспериментальные и балансовые. Все указанные методы непригодны для определения испарения с дорожной конст-

рукции, ввиду ее ограниченности в поперечном направлении и отсутствия данных по измерениям метеорологических показателей над дорогой. Не рационально также применение метода В.И. Рувинского [4], поскольку в данном случае испарение необходимо для установления периода влагонакопления и принятия решения о целесообразности применения мер регулирования влажности земляного полотна, для чего требуется высокая точность.

Для исследуемого региона среднемесячные показатели испарения определены, согласно [3], за период 1995-2008 гг. На рис. 2 изображено графическое определение периода увлажнения участков дорог, проложенных через поливные территории, из которого видно, что на дорожную конструкцию влияет разность между осадками и испарением.

Таким образом, при расчете водно-теплового режима дорожной конструкции на дорогах южной части Казахстана, где дефицит атмосферных осадков и поверхностных вод, источниками влагонакопления могут являться, в основном, постоянно орошаемые территории, где проложена автомобильная дорога. Для разработки новой модели возникает необходимость обоснования физической сущности влагонакопления из этих факторов.

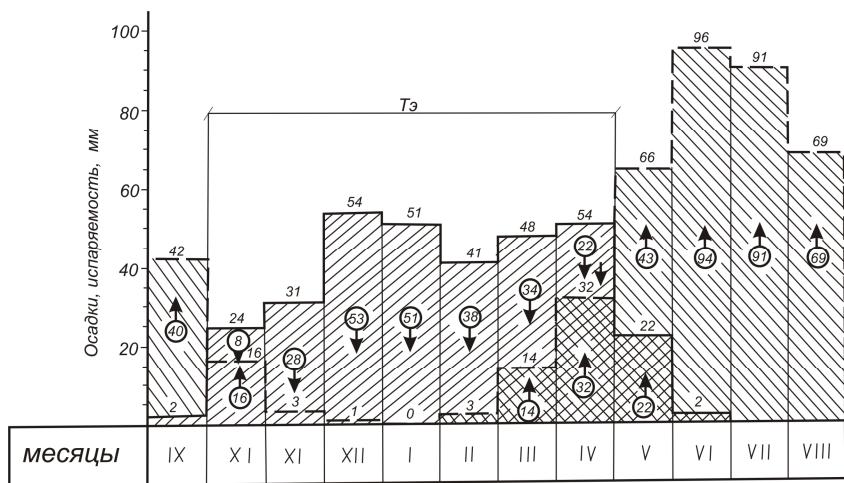


Рисунок 2 - Графическое определение эффективных осадков и периода их действия на дорогу (T_3):
 ↑ – испарение; ↓ – дефицит влаги

Обычно влажность земляного полотна находится в функциональной зависимости от суммарного воздействия климата, почвогрунтов, рельефа местности, грунтовых и поверхностных вод. В то же время на её показатель существенное влияние оказывают и конструктивные особенности дорожной одежды и земляного полотна, т.е. водопроницаемость покрытий, пористость нижних слоев дорожной одежды, коэффициент уплотнения земляного полотна, вид грунта и др. Исходя из этого соображения, влажность земляного полотна W можно определить по формуле:

$$W = f(\sum \Gamma_i \sum D_i), \quad (1)$$

где Γ_i - суммарное воздействие географического комплекса (климатические условия, рельеф местности, грунты и т. п.); D_i - суммарный дорожный комплекс (геометрические па-

раметры дороги, конструкция дорожной одежды, тип покрытия и т.п.).

Таким образом, исследование влагонакопления в грунтах земляного полотна должно основываться на совместном учёте геокомплекса и дорожного комплекса. При этом расчётная влажность W_P в теле земляного полотна всегда будет находиться в пределах

$$W_{MAX} \geq W_P \geq W_{OPT}, \quad (2)$$

$$W_{MAX} = W_{П.В.} - V, \quad (3)$$

где W_{OPT} – оптимальная влажность, %; $W_{П.В.}$ – полная влагоемкость грунта, %; V - объём защемленного воздуха, %.

Из условия (2) следует, что при отсутствии регулирования водного режима W_P равна максимально возможной влажности и, являясь аналогом плотности, может быть легко определена в процессе проектирования дороги, а при зарегулированном водном режиме $W_P = W_{OPT}$ и не требует специального определения. Простота определения величин W_{MAX} и W_{OPT} позволяет проектировщику оценить экономическую эффективность от применения мер регулирования водного режима земляного полотна и принять оптимальное проектное решение с учётом конкретных природных условий и инженерно-технических решений.

Наиболее важной задачей для принятия оптимального проектного решения является определение прочностных и деформационных свойств местных грунтов в широком диапазоне плотности и влажности.

Третий тип увлажнения рабочего слоя земляного полотна, хотя и не характерный для южной части Казахстана, следует принимать для той местности, где дорога расположена вдоль орошаемой территории сельскохозяйственных угодий. В этом случае подземные воды залегают на глубине более 3 м от основания дорожной одежды. Обычно такие участки легко подвергаются к пучению, т.к. этому способствует вид грунта (засоленные суглинистые или лессовые грунты) и условия увлажнения местности.

Основываясь на результатах проведенных исследований и исходя из классификации типов водно-теплового режима [5], для рассматриваемого региона могут быть установлены следующие типы водно-теплового режима земляного полотна:

1. Концентрационная диффузия и термодиффузия водяных паров, поступающих в земляное полотно снизу в холодный период, характерны для неорошаемых территорий при глубоком залегании грунтовых вод. Увлажнение грунтов в таких регионах происходит до величины максимальной гигроскопичности. В холодный период года на орошаемых территориях при втором типе местности по условию увлажнения грунт может достигать максимальной влагоемкости W_{MAX} .

2. Влага поступает в земляное полотно в жидкой фазе от уровня грунтовых вод. Увлажнение грунта достигает величины полной влагоемкости $W_{П.В.}$, характерной для орошаемых территорий с 1 и 3 типами режима грунтовых вод, залегающих на глубине, меньшей показателя капиллярного поднятия.

3. Вода поступает в земляное полотно через трещины и швы покрытий. Действует в

холодный период, когда выпадает основное количество осадков, а раскрытие трещин и швов достигает максимальных размеров. Увлажнение грунта может достигать полной влагоемкости $W_{П.В.}$ в зависимости от количества осадков, типа покрытия, пористости основания и плотности земляного полотна.

В рассматриваемом регионе (Кызылординская область) отсутствуют необходимые предусловия для глубокого и длительного промерзания земляного полотна и связанного с ним разуплотнения грунтов. Здесь образование влагонакопления в теле земляного полотна связано с миграцией влаги, находящейся в притрассовой зоне. Для предотвращения таких видов влагонакопления в боковых резервах и в нижних слоях основания целесообразно предусматривать устройство бермы или уполаживание откосов.

Пример расчета. Определить допустимое расстояние L_{don} от бровки земляного полотна до уреза длительно стоящих поверхностных вод.

Значение L_{don} зависит от физико-механических свойств грунта (коэффициента фильтрации K_ϕ , оптимальной влажности W_{opt} и др.) и продолжительности стояния воды в боковых резервах земляного полотна t (сутки) в течение года и определяется по формуле (рис. 3):

$$L_{don} = 1,15 \left[\frac{K_\phi \cdot p_e}{(W_{ne} - W_{opt}) \cdot p_{ck}} \right]^{3/8} \cdot t^{1/2}, \quad (4)$$

где p_e – плотность воды, $\text{т}/\text{м}^3$; 1,15 – коэффициент, учитывающий принятые размерности; W_{ne} – полная влагоемкость грунта, дол. ед.:

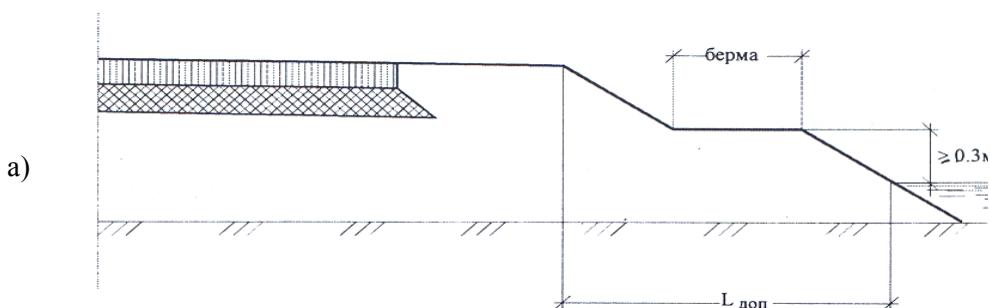
$$W_{ne} = \frac{(p_{ep} - p_{ck}) \cdot p_e}{p_{ep} \cdot p_{ck}},$$

где p_{ep} – истинная плотность грунта, $\text{т}/\text{м}^3$; p_{ck} – плотность скелета грунта, $\text{т}/\text{м}^3$.

Исходные данные:

а) для супеси при $K_\phi=0,25 \text{ м/сут.}$, $p_{ep}=1,7 \text{ т}/\text{м}^3$, $p_{ck}=1,35 \text{ т}/\text{м}^3$ и $W_{opt}=9 \%$. Таким образом, $L_{don}=15,30 \text{ м}$;

б) для суглинка при $K_\phi=0,05 \text{ м/сут.}$, $p_{ep}=1,9 \text{ т}/\text{м}^3$, $p_{ck}=1,40 \text{ т}/\text{м}^3$ и $W_{opt}=14 \%$. Таким образом, $L_{don}=9,18 \text{ м}$.



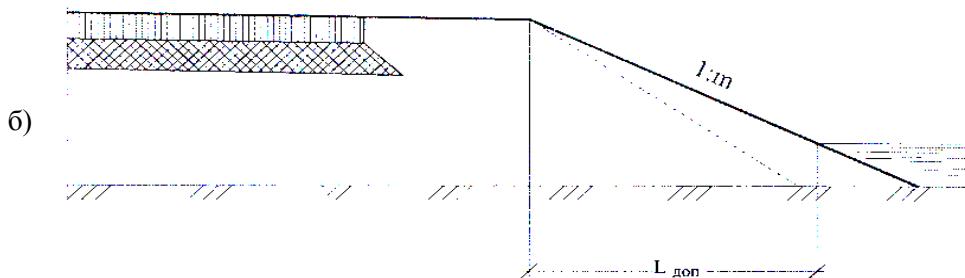


Рисунок 3 – Отвод поверхностных вод в боковых резервах: а – устройство бермы; б – уполаживание откосов

Следовательно, результаты расчетов показывают, что допустимая длина уполаживания откосов $L_{\text{доп}}$ прямым образом зависит от коэффициентов фильтрации K_f грунтов и их оптимальной влажности $W_{\text{опт}}$, т.е. чем грунт менее водопроницаемый, тем ниже значения $L_{\text{доп}}$. Таким образом, чем выше значение $L_{\text{доп}}$, тем шире полосы отвода для земляного полотна на данном участке.

Список литературы

1. Мотылев Ю.Л. Устойчивость земляного полотна автомобильных дорог в засушливых и пустынных районах. – М.: Транспорт, 1969. – 230 с.
2. Каюмов А.Ж. О критической нагрузке при уплотнении грунтов катками //Проблемы механики. – Ташкент, 1996. – №4. – С. 23-26.
3. СНиП РК 2.04.01-2001. Строительная климатология. – Астана: Мининдустрия РК, 2001. – 74 с.
4. Рувинский В.И. Оптимальные конструкции земляного полотна. – М.: Транспорт, 1982. – 160 с.
5. Сиденко В.М. Расчет и регулирование водно-теплового режима дорожных одежд и земляного полотна. – М.: Автотранссервис, 1962. – 116 с.

Получено 29.10.09

УДК 625.5

А.К Киялбаев

КАДИ им. Л.Б. Гончарова, г. Алматы

Г.Ж. Айдарбеков

Кызылординский ГУ им. Коркыт Ата, г. Кызылорда

О ТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЯХ НА ВНОВЬ РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГАХ КАЗАХСТАНА

В большинстве развитых стран мира в последнее время значительно увеличились объемы работ по усилению существующих дорожных одежд. Это объясняется многими причинами, основными из которых являются истечение расчетного срока службы дорожных одежд, увеличение интенсивности движения и нагрузок на ось, влияние погодно-климатических факторов, качества эксплуатации дорог и многое другое.

При усилении старых трещиноватых дорожных одежд у дорожников возникают особые проблемы, т.к. при устройстве новых слоев из асфальтобетона приходится решать не только проблему усиления несущей способности дорожной одежды, но и проблему обеспечения трещиностойкости вновь устраиваемых слоев. Практика показывает, что большинство трещин из старого покрытия с течением времени прорастает и отражается в новое покрытие.

Из зарубежных исследований наиболее интенсивный подход сделан в работе Д. Соуса, С. Шатниви, Д. Кокс [1], которые идентифицировали три различных механизма появления отражённых трещин в слоях усиления.

В первом случае предполагается, что температурные напряжения, как результат суточных температурных перепадов, вызывают раскрытие и закрытие трещин в нижележащих слоях дорожной одежды. При хорошем сцеплении с асфальтобетонным слоем усиления температурные колебания создают концентрацию напряжений в слое усиления, и происходит либо нарушение сцепления между слоями, либо трещина развивается, отражаясь в слое усиления.

В втором случае предполагается, что температурные напряжения могут инициироваться быстрым охлаждением верхнего слоя, что является причиной возникновения критических растягивающих напряжений, вызывающих развитие трещин.

В третьем случае предполагается, что транспортные нагрузки вызывают дополнительные напряжения в слое усиления и увеличивают скорость развития трещин, возникающих в результате температурных изменений.

Аналогичные явления наблюдались и на вновь реконструированных участках автомобильной дороги «Омск–Майкапчагай». В связи с этим, в апреле 2009 года специально созданной рабочей комиссией Павлодарского департамента автомобильных дорог КАД МТК РК была проведена работа по выявлению причин трещинообразования на этих участках (304-309-й км). Для выявления причин трещинообразования рабочей комиссией было выбрано 3 участка и произведено вскрытие дорожной одежды: первый (309+100-й км) – срок эксплуатации участка 3 года; второй (307-й км) – 7 месяцев; третий (304-й км) – второй год эксплуатации. Ниже приведены результаты вскрытия дорожных одежд на обследуемых участках автомобильной дороги.

Участок 1. Данный участок эксплуатируется с 2006 года (рис. 1). Строительство на данном участке проводилось АО «Караганды жолдары». На покрытии проезжей части дороги наблюдаются поперечные трещины через 6-10 м (ширина раскрытия составляет 0,1-0,4 см). Кроме того, наряду с поперечными трещинами по оси дороги ярко выражена образовавшаяся продольная трещина с шириной раскрытия до 1,5 см.

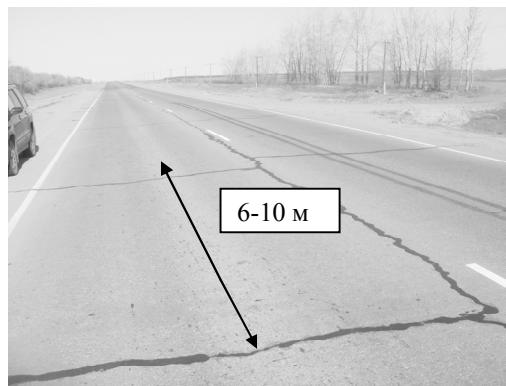


Рисунок 1 – Поперечные трещины на покрытии (309-й км)

Конструкция дорожной одежды состоит из: двухслойного асфальтобетона (11 см), битума «Российский» (г. Орск) марки БНД 90/130; первого слоя основания из бокситового шлама, укрепленного 4 % цементом (20 см); второго слоя основания из бокситового шлама с добавлением дробленного старого асфальтобетона и щебня фр. 10-40 мм (18 см); выравнивающего слоя песка (до 4 см) (рис. 2).

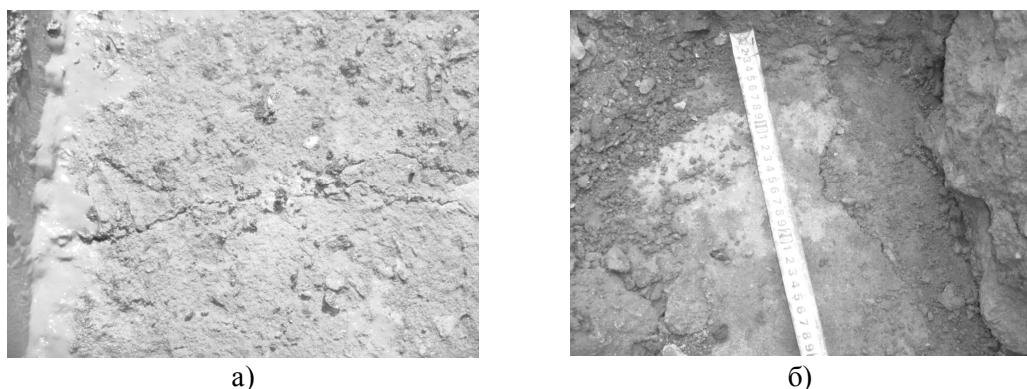


Рисунок 2 – Образование трещин в конструктивных слоях дорожной одежды:
а - верхний слой основания, $\delta_{ш}=0,2$ см, б - нижний слой основания, $\delta_{ш}=0,18$ см

Анализ результатов вскрытия дорожной одежды на данном участке (309+100-й км) показал, что глубина поперечных трещин от поверхности покрытия достигает грунта земляного полотна. Верхний и нижний слои основания представляют собой твердый монолит, визуально прочность этих слоев существенно превосходит проектные показатели по модулям упругости.

В период обследования данного участка в зимнее время сотрудниками ТОО «Ирмаст-А» выявлены поперечные трещины на боковых откосах земляного полотна, однако при вскрытии дорожной одежды в грунтовом теле земляного полотна следы поперечных трещин не были обнаружены. По ширине раскрытия трещин можно судить о том, что причинами их образования являются не температурные явления (хотя в асфальтобетонных слоях такое влияние прослеживается), а чрезмерное превышение значений модуля упругости (т.е. прочности) в слоях основания относительно проектных.

Фактически, основание дорожной одежды по прочности можно отнести к тощему бетону, при устройстве которого необходимо нарезать швы через 5-7 м для прерывания трещинообразования с заливкой их битумной мастикой.

Участок 2. На данном участке еще не устроен верхний слой асфальтобетона. Несмотря на малый срок эксплуатации (6-7 месяцев) на поверхности покрытия уже образовались поперечные (температурные) трещины через 30-40 м.

При вскрытии а/б покрытия выявилось следующее (рис. 3):

- поперечные трещины на предыдущих слоях практически не наблюдались;
- верхний слой основания, состоящий из бокситового шлама с добавлением 4 % цемента, оказался несформировавшимся, находился в рассыпчатом состоянии;
- нижний слой основания, так же как и верхний, находился в несформировавшемся состоянии.

Участок 3. Этот участок (304-й км) сдан в эксплуатацию в 2007 году. Конструкция дорожной одежды от предыдущих участков имеет некоторое отличие, т.е. здесь между асфальтобетонными слоями уложена геосинтетическая сетка. При вскрытии было видно, что на поверхности нижнего слоя покрытия (под геосеткой) также наблюдались поперечные трещины.

Такие трещины наблюдались и на поверхности верхнего (бокситовый шлам с добавлением 4 % цемента) и нижнего (бокситовый шлам с добавлением фрезерованного материала и щебня) слоев (рис. 4). Несмотря на 2-летний срок эксплуатации слои основания данного участка оказались почти не сформировавшимися. Здесь, так же как и на втором участке (307 км), материалы основания от удара лома рассыпались.



a)



б)



в)

Рисунок 3 – Конструкция дорожной одежды на км 307: а - нижний слой а/б покрытия, поперечная трещина ярко выражена; б - верхний слой основания, трещины отсутствуют; в - нижний слой основания, трещины отсутствуют

Причинами несхватывания материалов основания могут быть отклонения технологических процессов при приготовлении смеси (недостаточность цемента или некачественное смешение смеси) или при ее укладке. Здесь, до укладки асфальтобетонной смеси возможно был нарушен уход за слоем основания, т.е. не предусмотрено сохранение влаги в уложенном слое основания, поэтому действие цемента в сухой смеси практически оказалось не эффективным.

Комиссия убедилась в том факте, что на двух последних участках, где материалы основания находились в несформированвшемся состоянии, интенсивность трещинообразования на поверхности покрытия по сравнению с первым участком в 3-4 раза меньше. Если на двух последних участках интервал между трещинами составлял примерно 30-40 м, то на первом этот показатель составляет 6-10 м. На последних участках, особенно на третьем (304 км), главной причиной недостаточного формирования слоя основания из бокситового шлама с добавлением 4 %-го цемента может являться отклонение от технологии приготовления материала основания, а именно, недостаток цемента в составе смеси или некачественное перемешивание материалов, т.к. приготовление смеси осуществлялось не в установке, а в полевых условиях.

а)

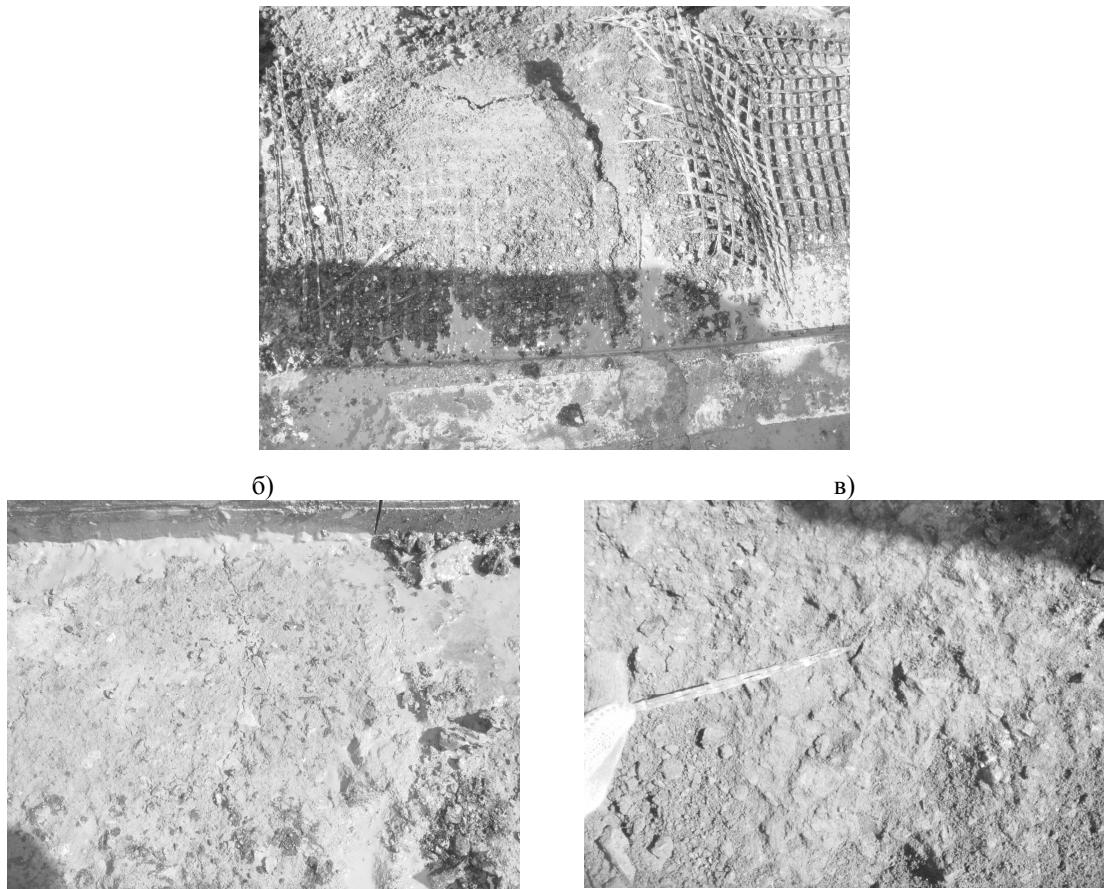


Рисунок 4 – Трещины на поверхностях слоев основания: а – а/б слои, усиленные геосинтетической решеткой; б – верхний слой основания; в – нижний слой

По результатам работы рабочей комиссии можно сделать следующие выводы:

1. Интенсивность трещинообразования на участках, где были проведены вскрытия, друг от друга существенно отличаются. Наиболее подверженным к трещинообразованию оказался первый участок (309+100 км), где строительство велось подрядной организацией АО «Караганды жолдары». Здесь слои основания оказались прочными и твердыми, возможно превышающими запроектированные. Конструкцию таких дорожных одежд трудно отнести к нежестким типам, скорее к жестким, хотя в проекте конструкция дорожной одежды рассчитывалась нежесткого типа.

2. Несмотря на несформировавшийся материал слоев основания на втором и третьем участках, кроме поперечных (температурных) трещин, другие виды деформаций не наблюдаются. Это подтверждает то, что данная конструкция соответствует нежестким типам дорожной одежды, т.е. слои основания являются не монолитными. Однако, на этих участках, где строительство вела подрядная организация ТОО «Автодорсервис» (304 и 307 км), качество приготовления смеси и содержание цемента в ее составе вызывают некоторые сомнения. Кроме того, на этих участках возможно отсутствовал уход за состоя-

нием слоев основания до укладки покрытия, т.е. поддержание влаги до схватывания цемента.

3. Толщина конструктивных слоев дорожной одежды на всех вскрытых участках не имеет отклонений от проектных.

Следовательно, для окончательного принятия технологических решений по предотвращению трещинообразования требуется провести тщательные лабораторные и полевые испытания материалов на обследуемых участках. Организовать работу по мониторингу участков на протяжении ряда лет.

Список литературы

1. Sousa J.B., Shatwavi S., Cox J. An Approach for investigationg Reflective Fatigue Cracking in Asphalt-Aggregate Overlays // Reflective Cracking in Pavements. Proceedings of the Third International RILEM Conference. - 1996. - P.103-112
2. РК 218-62-2007. Рекомендации по предотвращению и замедлению образования отраженных трещин на покрытиях из асфальтобетона. - Алматы; Астана: Минтранском РК, 2007. - 29 с.

Получено 28.10.09

