

ВЫВОДЫ

Прочность бетона в условиях связанных деформаций расширения всегда превышает прочность бетона, расширяющегося свободно.

Отношение связанной прочности к свободной в зависимости от технологических факторов изменяется в широких пределах – от значений 1,1 и выше.

Установлена методика определения физической величины энергии разрушения.

Установлена эмпирическая зависимость, описанная математически, позволяющая с достаточным приближением оценить показатель связанной прочности при одноосном ограничении деформаций расширения и прочности контрольных образцов, расширяющихся свободно.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Драган В.И., Загуляев С.В. Методика исследования механических свойств материалов с использованием разрывной машины ИР 5145-500-10. // Вестник БГТУ. Строительство и архитектура. – 2002. №1(13). – С. 25-29.
2. Драган В.И., Загуляев С.В. Влияние состава бетона, объемной концентрации заполнителя на вязкость разрушения и физико-механические характеристики напрягающего бетона. – 2004.
3. ГОСТ 29167-91. Бетоны. Методы определения характеристик трещиностойкости (вязкости разрушения) при статическом нагружении. – М.: Издательство стандартов, 1992. – 18с.
4. Е.А.Гузеев, С.Н.Леоневич, К.А.Пирадов. Механика разрушения бетона: вопросы теории и практики. – Брест: БПИ, 1999. – 217 с.
5. Зайцев Ю.В. Механика разрушения для строителей: Учеб. пособие для строит. вузов. – М.: Высш. шк., 1991. – 288 с.: ил.
6. Справочник по коэффициентам интенсивности напряжений: В 2-х томах.: Пер.с англ./Под ред. Ю.Мураками. – М.: Мир, 1990. – 1016 с., ил.
7. Проект СТБ. Бетон напрягающий. Технические условия.

УДК 624.21.095.4(047)

Другов Л.И., Талецкий В.В., Этин П.Ю.

ТЕОРЕТИЧЕСКОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ СБОРНОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ПЛИТЫ БЕЗБАЛЛАСТНОГО МОСТОВОГО ПОЛОТНА

Конструктивно-технологические разработки безбалластного мостового полотна на железобетонных плитах, начатые еще в 1960 г., до сих пор не могут считаться законченными.

Важнейшим из незавершенных вопросов является конструкция и технология исполнения сопряжения плит с поддерживающими конструкциями – продольными (или главными), стальными балками пролетного строения.

Первоначальное решение этого вопроса состояло из временного опирания плит на узкие деревянные прокладки и постоянного опирания на армированный сплошной слой цементного раствора по всей ширине поддерживающего стального пояса. Со временем проявились ощутимые недостатки такого сопряжения. Помимо очевидной сложности технологии, обусловленной "мокрым" процессом омоноличивания сопряжения цементным раствором, обнаружилась нестойкость в эксплуатации этого сопрягающего слоя при его толщине свыше 40–50 мм. По широким открытым боковым граням этого слоя происходит выкрашивание, постепенно проникающее в глубину и вызывающее опасение полного выхода из строя.

Этими обстоятельствами объясняются начавшиеся поиски других решений сопряжения плит с балками, проводимые как разработчиками первоначального решения, так и эксплуатационными службами, занимающимися практическим применением данного типа мостового полотна. Нерешенность проблемы сопряжения плит с балками до настоящего времени отражается отсутствием однозначных указаний по этому вопросу в Инструкции [2]. Допускается опирание плит как на прокладки из армированного цементного раствора или полимерных материалов, так и на заготовленные заранее резиновые, деревянные или полимерные пластинки, расположенные непрерывно или дискретно. Не оговаривается даже ширина этих прокладок при их расположении под узлами опирания рельса на плиту.

В Республике Беларусь ПИ Промтранспроект предложено сопряжение плит с балками на деревянных (дубовых) антисептированных прокладках шириной 70 мм, размещаемых по оси поддерживающих балок между головками двух рядов связующих заклепок. Толщины прокладок 30 мм (min 25 мм). Пред-

полагается тщательная подгонка толщины прокладок по месту для обеспечения плотного опирания плит по всей длине.

Прокладки сразу укладываются по постоянной схеме, что весьма упрощает технологию установки плит.

Следует сразу отметить отличие данного решения от всех ранее известных, состоящее в расположении прокладок в стороне от линии размещения шпилек, закрепляющих плиты на балках. Эта особенность неизбежно отражается на напряженном состоянии плит под действием натяжения шпилек.

Главным содержанием настоящей работы является выяснение вопроса, в какой мере отмеченные особенности решения ПИ Промтранспроект отражаются на трещиностойкости плит. Одновременно сделаны предложения по улучшению трещиностойкости плит, за счет изменения схемы их опирания и закрепления на балках, за счет изменения усилий натяжения шпилек или усиления армирования наиболее неблагоприятных зон плиты.

Методом решения этих вопросов принят сравнительный расчет плиты при различных решениях сопряжения с балками.

В проведенных расчетах выполнено: варьирование шириной прокладки (узкая и широкая), расположением шпилек (по наружной и внутренней полке пояса), натяжением шпилек (до $N_{ш} = 20$ тс и до $N_{ш} = 10$ тс), а также армированием верхней зоны плит (по типовому проекту и усиленное в 1,5 раза).

Всего рассмотрено четыре основных варианта сопряжения:

- Узкая прокладка при общепринятом расположении шпилек;
- Широкая прокладка при общепринятом расположении шпилек;
- Узкая прокладка при расположении шпилек на внутренней полке пояса;
- Широкая прокладка при расположении шпилек на внутренней полке пояса.

Оценка вариантов выполнена по следующим основным параметрам:

1. Схема трещинообразования с выделением участков отсутствия силовых трещин, участков наличия трещин с раскрытием до 0,2 мм (допускаемая ширина раскрытия по нормам [3]) и с раскрытием более 0,2 мм;

2. Напряжения сжатия в прокладке;

3. Приращение усилия в шпильке, вызываемое приложением поездной нагрузки.

Два последних параметра косвенно характеризуют степень стабильности мостового полотна в части, зависящей от состояния сопряжения плит с балками.

Оценка вариантов расчетов выполнена по схеме трещинообразования с выделением участков отсутствия силовых трещин, участков наличия трещин с раскрытием до 0,2 мм (допускаемая ширина раскрытия по нормам [3]) и с раскрытием более 0,2 мм.

В соответствии с Инструкцией [2, приложение 3] расчетная схема плиты принята в виде пространственной системы, состоящей из упругой пластинки, опертой через податливую прокладку на две жесткие линейные опоры – продольные балки проезжей части (рис. 1).

Упругая прокладка из дуба, работающая на сжатие поперек волокон, в расчете отражается как винклеровское упругое основание с коэффициентом постели, равным отношению модуля упругости к толщине прокладки, что численно составляет

$$C = E\delta = 400 / 0,03 = 13333 \text{ МПа/м.}$$

Такая схема действительна для расчета на действие собственного веса плиты (g) и нагрузки от натяжения шпилек ($N_{ш}$). Последняя схема принимается в виде сосредоточенных сил, действующих на плиту в направлении сверху вниз и вызывающих соответствующую реакцию упругого основания под плитой.

В расчете на временную поездную нагрузку расчетная схема дополняется упругими связями между плитой и неподатливыми поясами продольных балок, отражающими наличие шпилек в полностью законченном мостовом полотне.

Жесткость этих связей определяется по размерам и модулю упругости шпилек в размере (диаметр шпилек 22 мм, $A_s = 3,8 \text{ см}^2$, длина $l_{ш} = 30 \text{ см}$).

$$C_{ш} = E_s A_s / l_{ш} = 2,1 \cdot 10^5 \cdot 3,8 \cdot 10^{-4} / 0,3 = 266 \cdot 10^3 \text{ кН/м.}$$

Процедура расчета плиты методом конечных элементов (МКЭ) целиком определяется стандартной программой "Лири".

Членение плиты на конечные элементы (КЭ) в соответствии с задачами и конструктивными особенностями выполнено с размером конечных элементов в направлении вдоль пути по 125 мм, а поперек пути по 200 (250) мм; в зоне опирания плиты на балки этот размер сокращен до 70–65 и даже

до 40 и 25 мм. Этим обеспечивается возможность варьирования шириной зоны опирания и расположение шпилек в узлах сетки расчетной схемы. При этом расположение и нумерация большинства конечных элементов во всех схемах сохраняется неизменной.

Схема армирования плиты в соответствии с [4] и положение расчетных сечений представлена на рис. 2. Ширина сечения $b = 1990$ мм. Класс бетона плиты В40.

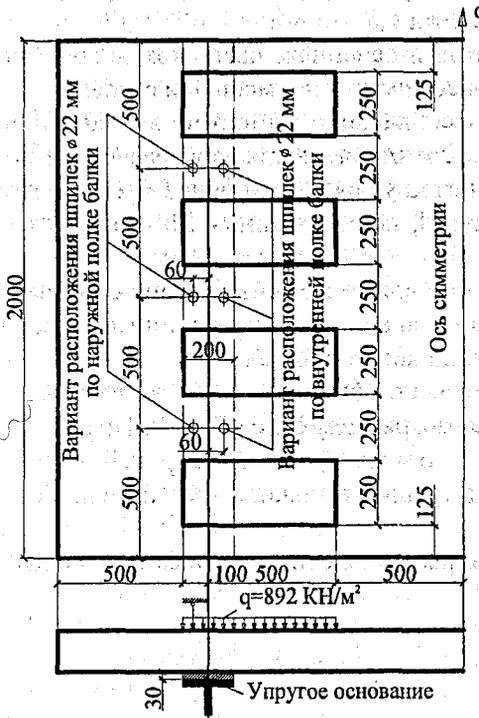


Рисунок 1 – Расчетная схема плиты

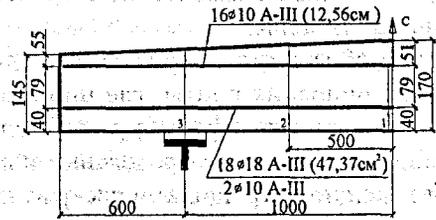


Рисунок 2 – Схема армирования плиты

Таблица 1 – Величины предельных моментов по прочности, образованию и раскрытию трещин

№ расчетного сечения	Момент по прочности нормальных сечений, кНм/м	Момент по образованию трещин в стадии нормальной эксплуатации, кНм/м	Момент по допусжаемому раскрытию трещин, кНм/м
1	24 / 87,7	15,1 / 15,8	17,05 / 84,25
2	24 / 81,3		
3	24 / 75,75	10,9 / 11,45	18,58 / 77,3
4	24 / 67,8		

Предельные моменты в расчетных сечениях плиты по прочности, образованию и раскрытию трещин приведены в табл. 1.

Эквивалентная равномерно распределенная нагрузка от поезда по схеме С14 согласно [1, прил.5] $V = 24,5 \cdot 14 = 343$ кН/п.м. пути. На 1 п.м. рельса соответственно $0,5V = 171,5$ кН/м.

Площадь линии влияния давления рельса на площадку согласно [2] $\Omega = 0,4$ м.

Расчётное общее давление на площадку с учётом коэффициента надёжности 1,30 и динамического коэффициента 1,50 согласно [2]:

$$P = 171,5 \cdot 0,40 \cdot 1,3 \cdot 1,50 = 133,77 \text{ кН тс.}$$

В числителе приведены моменты, растягивающие верхнюю зону сечения плиты, в знаменателе – моменты, растягивающие нижнюю зону сечения плиты.

Размер подрельсовой подкладки 400×150 мм. Согласно [2] площадь загрузения увеличивается на толщину плиты по обеим сторонам. Округленно размеры загружаемой площадки приняты 600×250 мм.

$$\text{Удельное давление на площадку } q = 133,77 / (0,6 \times 0,25) = 892 \text{ кН/м}^2.$$

Для исключения коэффициентов надёжности и динамики, опускаемых согласно [1, п. 2.3] в расчётах на образование и раскрытие трещин к нагрузке q или усилиям от неё должен быть введен коэффициент $K = 1 / 1,3 \times 1,50 = 0,513$.

По результатам расчета для дальнейшего анализа были построены совмещенные эпюры предельных и огибающие расчетных моментов по условию трещиностойкости для всех вариантов опирания, расположения и натяжения шпилек.

При построении огибающих эпюр моментов в соответствии со СНиП [1, п. 2.3] вычисленные первоначальные моменты от поездной нагрузки уменьшены умножением на 0,513 для исключения коэффициента надежности 1,3 и динамического коэффициента 1,5.

Наибольший интерес представляют эпюры моментов в сечениях, расположенных вблизи сопряжения плиты с балкой, где трещиностойкость плиты обеспечена в наименьшей степени.

Обращает на себя внимание огромное численное преобладание моментов, вызванных натяжением шпилек M_N над моментами от нагрузок, в том числе и от очень тяжелой расчетной поездной нагрузки $S_{14} M_q$, намного превышающей реально обращающуюся в настоящее время нагрузку от подвижного состава. Моменты от собственного веса плиты M_g по сравнению с M_q и, тем более, с M_N , весьма незначительны.

Таким образом, обнаруживается, что опасные отрицательные моменты в зоне сопряжения при всех схемах опирания плиты, где шпильки расположены на внешней полке балки (по типовому решению), почти целиком формируются под воздействием натяжения шпилек.

Сопоставление эпюр предельных и расчетных моментов позволили установить границы участков плиты без трещин, с трещинами раскрытием до 0,2 мм и с раскрытием более 0,2 мм. На рис. 3-5 представлены схемы расположения трещин в плите. Усиление плиты армированием верхней зоны и снижение натяжения шпилек до 10 тс не влияет на образование трещин в нижней зоне плиты. Поэтому на рис. 4 и 5 третий и четвертый варианты не показаны.

Наихудшей из них является схема 1, отличающаяся расположением шпилек вне площади опирания плит на прокладку из-за малой ширины последней.

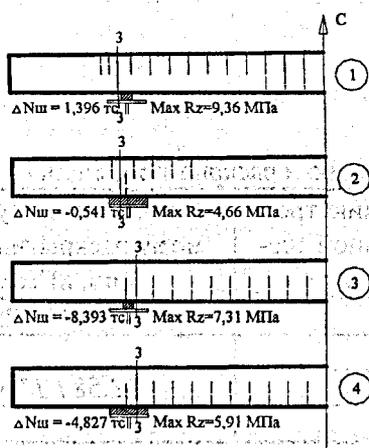


Рисунок 3 – Схема расположения трещин при натяжении шпилек $N_{ш} = 20$ тс и армирования плиты по типовому проекту. Пунктиром показаны трещины с раскрытием до 0,2 мм, сплошными линиями трещины с раскрытием более 0,2 мм

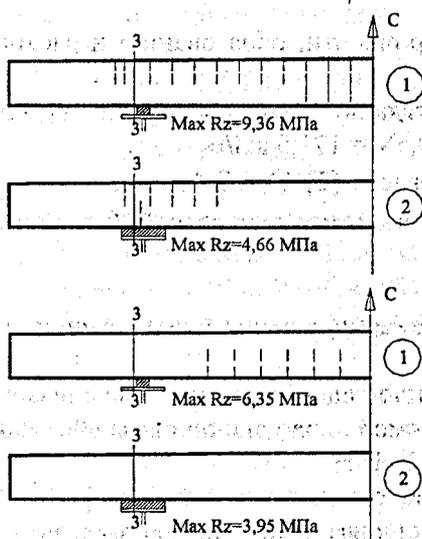


Рисунок 4 – Схема расположения трещин при натяжении шпилек $N_{ш} = 20$ тс и усиленным армированием верхней зоны плиты

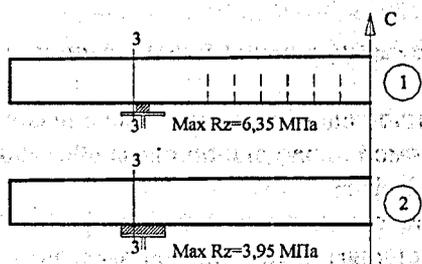


Рисунок 5 – Схема расположения трещин при натяжении шпилек $N_{ш} = 10$ тс и армирования плиты по типовому проекту

Логично, что расположение шпилек по внутренней полке пояса меняет эффект от натяжения шпилек на обратный. В принципе, такое расположение шпилек может решить проблему трещиностойкости плит по верхней грани в зоне сопряжения самостоятельно – без каких-либо дополнительных мер.

Отметим, что суммарные отрицательные моменты в зоне сопряжения ($M_N + M_q + M_g$) имеют наибольшие значения по концам расчетных сечений, то есть по краям плиты, обращенным к поперечным швам. Это согласуется с наблюдаемой в натуре схемой расположения и последовательностью развития соответствующих трещин по верху плиты.

В прокладке, на контакте плиты с балкой, от натяжения шпилек R_{zN} и временной поездной нагрузки R_{zq} действуют только сжимающие напряжения. Следовательно, обеспечено выполнение одной из основных предпосылок расчета о наличии упругого контакта плиты с балкой.

Из результирующих схем расположения трещин (рисунки 3–5) очевидна сильная зависимость развития трещин от схемы опирания плиты на балки, расположения шпилек, силы их натяжения и армирования верхней зоны плиты. Это открывает разнообразные возможности для улучшения трещиностойкости плит.

Решение, предложенное ПИ Промтранспроект, в рассматриваемом аспекте оказывается наименее удачным. Оно неудовлетворительно, т.к. не обеспечивает выполнения требований СНиПа [1] и Инструкции [2] относительно допустимого раскрытия трещин. Приемлемым оно может оказаться только при снижении натяжения шпилек до 10 тс или дополнительном армировании плиты по верхней зоне.

Наилучшим в отношении трещиностойкости является вариант 2 – с широкой прокладкой, формально приемлемый даже при натяжении шпилек до 20 тс и не требующий усиления арматуры верхней зоны. В случае натяжения шпилек лишь до 10 тс плита при опирании на широкие прокладки может работать даже без образования трещин по всей площади.

Варианты 3 и 4 в отношении трещиностойкости вполне удовлетворительны, однако ввиду осложнений, связанных со смещением шпилек на внутреннюю полку пояса, не являются предпочтительными по сравнению с вариантами 1 и 2.

Отдельного рассмотрения требует вопрос о напряжениях сжатия в прокладке. В случае исполнения ее деревянной следует считаться с весьма ограниченной прочностью древесины на сжатие поперек волокон по всей площади, составляющей даже для дуба всего 3,6 МПа. Значительное превышение этого предела может привести к неопределенным по величине деформациям прессования древесины и соответствующим неравномерным просадкам плит с нарушением проектного профиля пути. При этом, по-видимому, потребуется часто контролировать и восстанавливать натяжение шпилек.

В норму – 3,6 МПа не укладываются напряжения прокладок ни по одному из рассмотренных вариантов сопряжения. Вариант 1 характеризуется напряжениями 9,36 МПа, что превышает норму в 2,6 раза при $N_{ш} = 20$ тс. При $N_{ш} = 10$ тс получается 6,35 МПа – превышение нормы в 1,76 раза.

Удовлетворительное приближение к норме дает только вариант 2 при натяжении шпилек 10 тс, где напряжения достигают лишь 3,95 МПа (превышение 1,1 раза).

Эти результаты указывают на сомнительность общей установки на использование древесины, как материала для прокладок, особенно при их малой ширине.

Вариант 2 вполне удовлетворителен в отношении стабильности натяжения шпилек; снижение натяжения под временной нагрузкой составляет всего 0,541 тс.

Значительное снижение натяжения шпилек от поездной нагрузки при расположении их по внутренней полке пояса является дополнительным недостатком вариантов 3 и 4.

Выполненными расчетами подтверждена установленная практикой эксплуатации недостаточная трещиностойкость плит мостового полотна с опиранием на узкие дубовые прокладки и натяжением шпилек до $N_{ш} = 20$ тс. Последний фактор является важнейшим, определяющим образование и недопустимое раскрытие трещин по верхней грани плит – независимо от величины поездной нагрузки.

Средствами улучшения трещиностойкости плит с доведением ее до нормы являются:

1. Применение широких прокладок – не менее 200 мм;
2. Дополнительное армирование верхней зоны плиты с увеличением его в 1,5 раза;
3. Снижение натяжения шпилек до 10 тс.

Наибольший эффект возможен от одновременного применения всех трех средств, однако в опытном порядке они могут использоваться по отдельности.

Можно с уверенностью предположить, что при широких прокладках и натяжении шпилек до 10 тс будет достигнута наилучшая стабильность мостового полотна в эксплуатации.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНиП 2.05.03–84. Мосты и трубы. Нормы проектирования.
2. Инструкция по применению и проектированию безбалластного мостового полотна на железобетонных плитах на металлических пролетных строениях железнодорожных мостов. М.: Транспорт, 1995.
3. ОСТ 32.72–97. Стандарт отрасли. Плиты железобетонные безбалластного мостового полотна для металлических пролетных строений железнодорожных мостов. Общие технические условия.
4. Проект 897.1–2.05. Плиты П4–180, П4–190, П4–200. Л.: Ленгипротрансмост.

УДК 624.04+539.3

Жук М.М.

ИССЛЕДОВАНИЕ УСТОЙЧИВОСТИ И ЖЕСТКОСТИ СОЕДИНЕНИЙ НЕСУЩИХ ЭЛЕМЕНТОВ СБОРНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО СООРУЖЕНИЯ ПРИ ПОМОЩИ КОМПЛЕКСНОГО МЕТОДА ДИНАМИЧЕСКИХ ИСПЫТАНИЙ И ТЕОРЕТИЧЕСКОГО РАСЧЕТА

Сложившаяся обстановка в Республике Беларусь по техническому состоянию зданий и сооружений, а также статистика происшедших аварий, связанных с внезапным обрушением конструкций, свидетельствует о необходимости проведения инструментального изучения и принятия адекватных мер реагирования.

Благодаря проведенным натурным обследованиям строительных конструкций производственных зданий и сооружений ряда предприятий установлено, что физический износ протекает быстрее, чем это предусмотрено проектами и нормативами.

Анализ мероприятий по предупреждению и ликвидации чрезвычайных ситуаций свидетельствует, что необходимо проводить систематическое определение технического состояния строительных конструкций, инженерных систем и параметров эксплуатационной среды для назначения обоснованных мероприятий по эксплуатации. Для выполнения перечисленных мероприятий, с учетом экономической эффективности использования средств, на базе Научно-исследовательского института пожарной безопасности и проблем чрезвычайных ситуаций МЧС Республики Беларусь создан отдел по обследованию зданий и сооружений, находящихся в аварийном состоянии, с истекшими амортизационными сроками. Отдел осуществляет диагностику зданий, проводит оценку устойчивости, несущей способности, выявление скрытых дефектов и повреждений строительных конструкций, зданий получивших повреждения. На данный вид деятельности институтом получена лицензия в Министерстве архитектуры и строительства Республики Беларусь. Большая техническая и методическая помощь в создании данного комплекса была оказана нашими коллегами из Всероссийского научно-исследовательского института по проблемам гражданской обороны и чрезвычайных ситуаций МЧС России.

Комплекс благодаря своей мобильности и укомплектованности уникальным оборудованием неразрушающего контроля, позволяет на порядок сократить время обследования здания, т.е. в течение суток получить конкретную информацию о текущем состоянии здания (сооружения). Определив места дефектов и повреждений при помощи приборов неразрушающего контроля, вычисляется остаточная прочность и несущая способность конструкций и указывается необходимость проведения работ по усилению, защите строительных конструкций и инженерных систем; разработке мероприятий по совершенствованию требований к эксплуатации зданий и сооружений.

В частности, Научно-исследовательскому институту пожарной безопасности и проблем чрезвычайных ситуаций МЧС Беларуси предстояло решить задачу по определению влияния динамических воздействий от движущегося транспорта на жесткость и устойчивость конструкций надземного пешеходного перехода (моста) на 12,7 км МКАД г. Минска. Ось перехода пересекает МКАД под углом 90° . На основании расчета, приведенная интенсивность на 2018 год на данном участке составит 40237 автомобилей, в сутки. Конструктивная схема объекта была принята с использованием сборных железобетонных балок и колонн, соединенных между собой монолитными армированными бетонными вставками.

Для решения поставленной задачи были выполнены динамические испытания при помощи диагностического комплекса «Струна-2» и сопоставлены с результатами выполненного теоретического модульного анализа кинематических воздействий методом конечных элементов на программном