

Длительность действия нагрузки, а также период времени, после которого измеряют постоянный прогиб, предлагается определять индивидуально, учитывая стабилизацию прогиба.

Пробная нагрузка элементов группы «В» представляет сумму нормативной временной и расчетной постоянной нагрузок. Критерии оценки пробных нагрузок определяются на основе прогибов (соответственно для ненапряженных и преднапряженных элементов) в виде

$$y_t \leq 0,25 y_0; \quad (6)$$

$$y_t \leq 0,15 y_0. \quad (7)$$

В Польше не принят единый критерий пробных нагрузок, поскольку считается, что каждый отдельный случай должен рассматриваться индивидуально. В связи с недостатком достоверных экспериментальных испытаний не разработано обобщенной методики проведения испытаний, оставляя это авторам отдельных работ. Пробные нагрузки и анализ результатов их применения должны выполняться профессионалами с соответствующим опытом.

Если в сооружении предусматривается изменение условий эксплуатации и увеличение нагрузки, а также планируется реконструкция или перестройка, тогда проведение пробных испытаний является самым лучшим способом технической оценки пригодности конструкций в предусматриваемом периоде эксплуатации. Применять пробные нагрузки целесообразно и в случае отсутствия технической документации или отклонений от проекта во время возведения сооружений, когда нет возможности точного определения характеристик арматурного каркаса в элементах, особенно арматуры в сжатой и растянутой зонах, если она расположена в несколько рядов.

В связи с определенными затруднениями планирования проведения испытаний и анализа результатов пробной нагрузки, целесообразным было бы применить другое название. Автор считает, что более правильным будет название «пробные испытания», а не «пробные нагрузки», поскольку нет разработанной теории и обобщенной методики пробных испытаний.

Автором был выполнен ряд пробных испытаний железобетонных ненапряженных и преднапряженных конструкций и элементов, сборных и монолитных, таких как часторесбристые сборные перекрытия, монолитные перекрытия, подкрановые балки, преднапряженные фермы и балки покрытий, плиты лестничных маршей, струнобетонные железнодорожные шпалы. На основе выполненных автором анализов результатов испытаний можно констатировать, что в некоторых случаях в элементах имеется запас несущей способности. Однако даже в случае отрицательных результатов пробные испытания способствуют проектированию способов усиления конструкций и элементов.

В связи с их актуальностью пробные испытания должны быть введены в нормативные документы для оценки несущей способности железобетонных конструкций и элементов.

УДК 692.522

СБОРНО-МОНОЛИТНОЕ ПЕРЕКРЫТИЕ ДЛЯ КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ ДОМОВ

В. В. ТАЛЕЦКИЙ, В. В. ЛЕЩЕНКО

Белорусский государственный университет транспорта

В настоящее время в республике Беларусь объемы строительства жилых домов увеличиваются с каждым годом. При строительстве широко используются типовые проекты домов из крупных панелей (КПД). С целью повышения уровня комфортности квартир домов, возводимых из крупных панелей, шаг поперечных стен можно увеличить до шести метров. В таком случае лучше использовать перекрестно-стеновую конструктивную систему здания с поперечными и продольными несущими стенами. Для такой системы здания запроектировано перекрытие в виде неразрезной, сборно-монолитной плиты с использованием плит трехметровой ширины, изготовленных в стандартной опалубке (номинальный размер плит – 3,0×6,6 м, толщина – 160 мм).

Статический расчет перекрытия выполнен с помощью программного комплекса «Лира 9.2». Расчетная схема элемента перекрытия представляет собой плиту, опертую по контуру. Плита свободно опирается на продольные стены и заземлена при опирании на поперечные стены. Расчетные пролеты плиты соответственно равны: в продольном направлении – 6,0 м, в поперечном – 6,6 м. Полезная нагрузка на перекрытие (без учета собственного веса плиты) составляла $5,0 \text{ кН/м}^2$. Класс бетона плиты – $C^{20/25}$

Особенностью перекрытия является расположение сборных плит, позволяющее использовать только два типоразмера плит, отличающихся армированием. Одна плита укладывается посередине шага поперечных стен, другая – над поперечными стенами. При такой раскладке швы между плитами попадают в зону с минимальными изгибающими моментами.

По результатам статического расчета подобрана рабочая арматура перекрытия. Расчет армирования выполнен по деформационной модели в соответствии с СНБ 5.03. 01-02.

Чтобы проверить теоретические расчеты экспериментом, на заводе ДСК № 1 г. Гомеля были изготовлены три сборные железобетонные плиты реальных размеров. То есть получился участок перекрытия пролетом 6,6 и длиной 9,0 м. Для проведения испытания был собран стенд из сборных бетонных блоков для стен подвалов. При укладке плит на стенд устанавливались временные опоры, которые одновременно служили опорами, поддерживающими опалубку для бетонирования стыков плит, и опорами, ограничивающими (страхующими) значительные перемещения плит при разрушении в процессе эксперимента.

После укладки плит на опоры стенда выпуски арматуры соседних плит сваривались между собой при помощи коротышей, и швы заполнялись бетоном класса $C^{20/25}$. Испытание перекрытия проводилось после полного набора прочности бетона швов между плитами.

Перекрытия нагружались при помощи бетонных блоков. Перед установкой каждого блока его вес измерялся с помощью динамометра. Нагружение проводилось ступенями, причем согласно ГОСТ 8829-77 каждая ступень нагрузки не превышала 20 % контрольной. В качестве контрольной принята нагрузка 5 кН/м^2 . Величины полной нагрузки на ступенях составили: 1,01; 2,02; 3,05; 4,09; 5,215 и $5,815 \text{ кН/м}^2$. Для измерения прогибов плиты от прикладываемой нагрузки было установлено семь прогибомеров конструкции Аистова. Перемещения плит на опорах измерялись в двух точках при помощи индикаторов часового типа. После каждой ступени нагружения через 20 минут записывались показания прогибомеров и индикаторов часового типа, затем прикладывалась следующая ступень нагрузки. После приложения очередной ступени нагрузки на нижней и верхней поверхности плиты контролировалось образование трещин.

В результате проведенных испытаний сборно-монолитной плиты перекрытия было установлено, что до величины нагрузки, равной $4,09 \text{ кН/м}^2$, плита ведет себя стабильно, прогиб плиты в середине пролета увеличивается пропорционально прикладываемой нагрузке, трещин на верхней и нижней поверхностях плиты не образуется. При нагрузке $5,215 \text{ кН/м}^2$ на верхней поверхности плиты над поперечными опорами образовались трещины, и прогиб плиты увеличился почти вдвое по сравнению с величиной достигнутого прогиба на предыдущих ступенях нагружения. Величина суммарного прогиба не превысила допусков нормами. Увеличение прогиба связано с нарушением неразрезности плиты в продольном направлении и соответственно снижением её жесткости.

Увеличение нагрузки до $5,815 \text{ кН/м}^2$ привело к образованию диагональных трещин на нижней поверхности плиты, увеличению ширины их раскрытия и увеличению прогиба (более 23 мм). К моменту проведения измерений прогиб плиты продолжал увеличиваться, ширина раскрытия трещин превысила допусковую нормами ширину и соответственно тоже продолжала расти. Поэтому эксперимент был остановлен и проведена разгрузка плиты.

Выводы:

- конструкция перекрытия реальна и его элементы (сборные плиты) могут изготавливаться в стандартной опалубке при незначительных её доработках;
- несущая способность запроектированного перекрытия соответствует принятой при расчете нагрузке – $5,0 \text{ кН/м}^2$ без учета собственного веса перекрытия;
- прогиб сборно-монолитного перекрытия от принятой нагрузки намного меньше допускового нормами;

– запроектированное сборно-монолитное перекрытие может эффективно использоваться при строительстве крупнопанельных домов с шестиметровым шагом поперечных стен.

УДК 624.21.095.4(047)

ИССЛЕДОВАНИЕ РАЗЛИЧНЫХ МАТЕРИАЛОВ ДЛЯ КОНСТРУКЦИИ СОПРЯЖЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ БЕЗБАЛЛАСТНОГО МОСТОВОГО ПОЛОТНА С ПРОДОЛЬНЫМИ БАЛКАМИ

П. Ю. ЭТИН

Белорусский государственный университет транспорта

В настоящее время сопряжение железобетонных плит безбалластного мостового полотна (БМП) с балками пролетных строений на металлических мостах Белорусской железной дороги в основном производится с помощью прокладного слоя из антисептированных дубовых досок и резины.

Существующий прокладной слой имеет ряд недостатков, основным из которых является недостаточная жёсткость слоя.

Кроме этого, к недостаткам прокладного слоя можно отнести плохую защиту металлической продольной балки пролетного строения от коррозии и электрокоррозии за счет скапливания воды под древесиной, невысокую долговечность древесины (10–15 лет). Таким образом, материал, применяемый для прокладного слоя, не вполне удовлетворяет эксплуатационным требованиям, а задача по поиску нового современного материала является актуальной.

Таким образом, материал, применяющийся для изготовления прокладного слоя, не вполне удовлетворяет эксплуатационным требованиям. Поэтому задача по поиску нового современного материала для прокладного слоя является весьма актуальной.

Технические требования, в соответствии с которыми определялся материал прокладного слоя, были следующими: стойкость к атмосферным воздействиям (к увлажнению и пониженным температурам, морозостойкость); электросопротивление не ниже, чем резино-деревянный (из дуба) прокладной слой; прочность и трещиностойкость в течение всего нормируемого срока службы плиты БМП; быстрый набор прочности, обеспечивающий восприятие нагрузок от подвижного состава сразу после укладки мостового полотна на данном участке; стоимость не должна превышать стоимости материалов существующих конструкций сопряжения; простота технологии укладки прокладного материала.

Были исследованы следующие материалы прокладного слоя: клееная древесина из хвойных пород со сжатием вдоль волокон (материал № 1); композиционный материал с наполнителями из отходов кожевенно-обувного производства (№ 2); композиционный материал с наполнителями из отходов кожевенно-обувного производства и деревянных опилок (№ 3); композиционный материал на основе полиэтилена и мелкозернистого песка (№ 4); композиционный материал (термопласткомпозит) (№ 5); полимеркомпозиционный материал (№ 6); существующий материал прокладного слоя – дуб со сжатием поперек волокон (№ 7).

В качестве механических характеристик материалов определялись предел прочности на сжатие и модули начальной деформации и упругости. Испытания образцов из клееной древесины проводились на универсальной испытательной машине ГМС-50, № 136, а из композиционных материалов – на испытательной машине WPM VEB Thuringer Industriewerk.

При определении характеристик прочности и упругости испытывались образцы в виде прямоугольных призм различных размеров. При испытании на сжатие образцы доводились до разрушения, а при определении модуля упругости они нагружались до максимальной нагрузки, действующей на прокладной слой при эксплуатации плит под нагрузкой С14, после чего производилась разгрузка до величины постоянной нагрузки от собственного веса плиты и усилия натяжения шпилек. Количество циклов разгрузки – повторной нагрузки – 3–5. Начальный модуль деформации опреде-