

**ПЕРСПЕКТИВЫ РАЗВИТИЯ НОВЫХ
ТЕХНОЛОГИЙ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ И
ПОДГОТОВКЕ ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ
РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ**

**Сборник трудов
XVI международного научно-методического семинара
28–30 мая 2009 года**

Часть I

**Под общей редакцией
д-ра техн. наук, проф. П.С. Пойты
д-ра техн. наук, проф. В.В. Тура**

**Брест
БрГТУ
2009**

УДК 69(476)(082)
ББК 38(4Бел)я43

Рецензенты:

- В.В. Тур**, д.т.н., профессор; **Т.М. Пецольд**, д.т.н., профессор
(Новые конструкции зданий и сооружений, совершенствование методов их расчета. Оценка технического состояния и усиление строительных конструкций, зданий и сооружений);
А.А. Борисевич, д.т.н., профессор; **Е.М. Сидорович**, д.т.н., профессор
(Строительная механика и теория сооружений);
Ю.Н. Павлючук, д.т.н., профессор; **С.Я. Семенюк**, д.т.н., профессор
(Проблемы современной архитектуры и градостроительства. Энергосбережение в строительной отрасли);
Н.П. Блешик, д.т.н., профессор; **Л.К. Лукша**, д.т.н., профессор
(Технология производства строительных материалов, изделий и конструкций);
П.С. Пойта, д.т.н., профессор; **Г.А. Колпашников**, д.г-м.н., профессор
(Механика грунтов, основания и фундаменты);
Д.Н. Лазовский, д.т.н., профессор; **В.С. Северинин**, д.т.н., профессор
(Проблемы подготовки инженерных кадров в строительной отрасли)

Редакционная коллегия:

- Борисевич А.А.**, д.т.н., профессор;
Игнацюк В.И., к.т.н., доцент (ответственный секретарь);
Лазовский Д.Н., д.т.н., профессор; **Пецольд Т.М.**, д.т.н., профессор;
Пойта П.С., д.т.н., профессор; **Семенюк С.Д.**, д.т.н., профессор;
Тур В.В., д.т.н., профессор (председатель);
Шведовский П.В., к.т.н., профессор (зам. председателя);
Яромич П.Н., к.т.н., доцент.

**Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке
П26 инженерных кадров Республики Беларусь: сборник трудов XVI международного
научно-методического семинара / Под общ. ред. П.С. Пойты, В.В. Тура. – Брест:
БрГТУ, 2009. – Ч. 1. – 300 с.**

ISBN 978-985-493-117-3 (ч. 1)
ISBN 978-985-493-116-6

Рассматриваются вопросы создания новых конструкций зданий и сооружений, совершенствования методов их расчета; оценки технического состояния и усиления конструкций эксплуатируемых объектов, вопросы технологии производства строительных материалов, изделий и конструкций; проблемы геотехники и транспортных коммуникаций; строительной механики и теории сооружений, современной архитектуры и градостроительства; энергосбережения в строительной отрасли; подготовки инженерных кадров в строительной отрасли.

Предназначен для научных и инженерно-технических работников исследовательских, проектных и производственных организаций, а также преподавателей, аспирантов, магистрантов и студентов технических специальностей высших учебных заведений.

Иллается в 2-х частях. часть 1

УДК 69(476)(082)
ББК 38(4Бел)я43

Учреждение образования
ISBN 978-985-493-117-3 (ч. 1) © «Брестский государственный технический университет», 2009

НОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ, СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МЕТОДОВ ИХ РАСЧЕТА. ОЦЕНКА ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ И УСИЛЕНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

УДК 624.012

К РАСЧЕТУ КАРКАСНЫХ СИСТЕМ ИЗ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА НА ПРОГРЕССИРУЮЩЕЕ ОБРУШЕНИЕ

Пецольд Т. М., Тур А. В.

Введение. Прежде чем приступить к рассмотрению методов расчета конструктивных систем в особых расчетных ситуациях, представим некоторые из широко используемых терминов, относящихся к феномену прогрессирующего обрушения, и приведем их определения. Более подробно определения термина “прогрессирующее обрушение” рассмотрены в статье [1], где показано, что главным признаком рассматриваемого феномена является непропорциональное обрушение.

Согласно [1], прогрессирующее или непропорциональное обрушение, обусловленное цепной реакцией разрушений элементов конструктивной системы, распространяющихся вертикально и (или) горизонтально – это катастрофическое полное или частичное обрушение здания, развивающееся после наступления некоторого исходного события (как правило, аномального воздействия), приводящего к внезапному локальному разрушению отдельного конструктивного элемента (ключевого элемента), которое не может быть воспринято или предотвращено за счет начальной неразрезности и деформативности (пластической податливости) конструктивной системы.

Локальные разрушения (повреждения) могут быть инициированы целым рядом аномальных причин (событий). Такими событиями могут являться как человеческие ошибки, допущенные в процессе проектирования и возведения здания, так и события, которые могут иметь место (произойти с малой вероятностью) после его возведения в процессе эксплуатации и не рассматриваются в традиционных расчетных ситуациях при составлении соответствующих комбинаций воздействий непосредственно на стадии проектирования.

Особое (анормальное) воздействие – воздействие, являющееся результатом наступления аномального события, имеющего очень низкую годовую вероятность появления (как правило, от $5 \cdot 10^{-8}$ до $2 \cdot 10^{-5}$) и характеризующееся очень коротким периодом действия по сравнению с проектными воздействиями для нормальных условий эксплуатации и значительной величиной (интенсивностью).

Особое воздействие идентифицированное – особое воздействие, которое может быть установлено и описано как качественно, так и количественно (например, пожар, взрыв природного газа, ударное воздействие от столкновения транспортного средства с конструктивными элементами здания);

Особое воздействие неидентифицированное – особое воздействие, которое не может быть описано на стадии проектирования количественно, а зачастую и качественно (например, являющиеся результатом человеческих ошибок или саботажа на стадии проектирования, возведения, эксплуатации, взрывов агрессивных агентов, разрушения технологического оборудования и трубопроводов, террористических и криминальных атак).

Исходя из анализа ряда работ, можно утверждать, что примерно 15...20% аварий зданий развивались в соответствии со схемой прогрессирующего обрушения. Следует отметить, что в процессе традиционного проектирования, базирующегося на полуввероятностных методах расчета, применение системы частных коэффициентов безопасности позволяет создать некоторые нормируемые резервы (запасы) прочности и деформативности конструктивной системы, что изначально позволяет зданию в определенной мере противостоять аномальным воздействиям и развитию прогрессирующего обрушения.

1. Методы расчета на прогрессирующее обрушение. При проверке сопротивления конструктивной системы здания прогрессирующему обрушению, опираясь на положения стратегии управления рисками, рекомендуется [2] применять две группы расчетных методов:

(1) Методы, направленные на обеспечение сопротивления отдельного конструктивного элемента локальному разрушению при аномальном (особом) воздействии, приложенному непосредственно к нему;

(2) Методы, связанные с разработкой альтернативных (резервных) путей передачи усилий от нагрузки после реализации локального разрушения отдельного конструктивного элемента.

При этом в рамках второй группы можно выделить две подгруппы:

(2.1) Методы, направленные на обеспечение неразрезности, общей целостности и пластической деформативности конструктивной системы здания при особом воздействии за счет постановки расчетного минимума соединительных связей (метод связевых усилий, СУ-метод);

(2.2) Методы, основанные на идентификации и ограничении допускаемой площади или объема здания, подвергающегося прогрессирующему обрушению при локальном разрушении отдельного конструктивного элемента. По этому методу выполняют проектирование конструктивной системы, способной воспринять нагрузки, действующие в пределах объема здания, подвергнувшегося обрушению (методы альтернативных траекторий, АТ-метод).

Обобщенный алгоритм проверки сопротивления конструктивной системы здания прогрессирующему обрушению представлен на рис. 1.

1.1 Метод связевых усилий (СУ-метод). В рамках метода связевых усилий целостность здания (конструктивной системы), повышенная неразрезность, пластическая деформативность и резервирование альтернативных путей (траекторий) передачи нагрузок в случае наступления локального разрушения отдельных конструктивных элементов обеспечивается посредством проектирования системы горизонтальных и вертикальных связевых элементов [2, 3, 4].

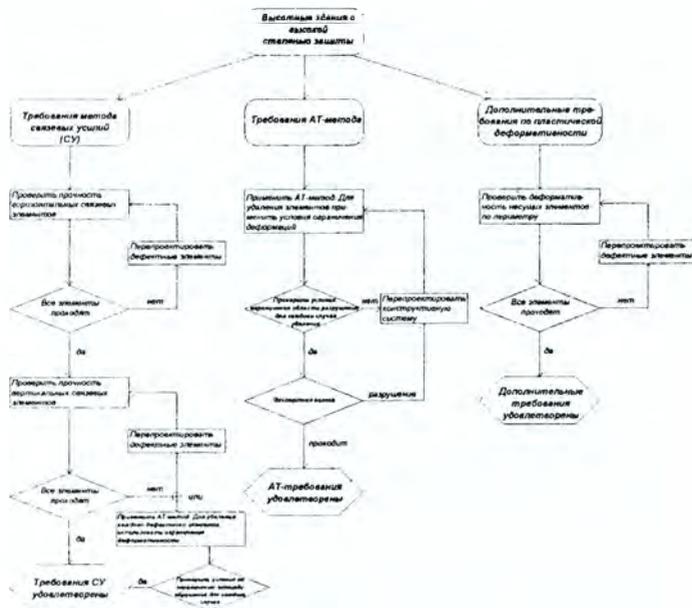


Рисунок 1 – Алгоритм проверки на устойчивость к прогрессирующему обрушению конструктивных систем с высокой степенью защиты, согласно [5]

В традиционных конструктивных системах в качестве горизонтальных и вертикальных связевых элементов выступают, как правило, конструктивные элементы и их стыки (соединения). Эти элементы рассчитаны на восприятие нагрузок и воздействий, установленных в нормах проектирования и действующих на конструктивную систему при традиционном проектировании в условиях постоянной проектной (расчетной) ситуации.

При проектировании железобетонных каркасов зданий следует рассматривать систему связевых элементов, которая включает:

- горизонтальные связи (периметрические, внутренние элементы, элементы, связывающие крайние и угловые колонны (стены) с другими элементами конструктивной системы);

- вертикальные связи, обеспечиваемые колоннами и несущими стенами.

Подробнее метод связевых усилий рассмотрен в работах [2, 5].

1.2 Метод альтернативных путей передачи нагрузки (АТ-метод). Этот метод следует применять в следующих расчетных ситуациях:

- 1) когда вертикальные конструктивные элементы не обеспечивают требуемую прочность для восприятия связевого усилия и конструктивная система может использовать АТ-метод для проверки, способна ли конструктивная система воспринять нагрузки, расположенные выше разрушенного (поврежденного) вертикального конструктивного элемента (конструктивные системы класса 2Б, согласно [3, 6]);

- 2) когда выполняется расчет конструктивных систем, имеющих высокий уровень защиты (к ним относятся конструктивные системы 3-го класса, согласно [3, 6]). В этом случае выполняется вынужденное удаление отдельных вертикальных несущих конструктивных элементов.

При расчете модифицированных конструктивных систем с вынужден удаленными конструктивными элементами (или вертикальными элементами имеющими дефицит прочности) в рамках АТ-метода рекомендуется использовать пространственные расчетные модели, к которым применимы следующие расчетные процедуры:

1) **Линейный квазистатический расчет**, в рамках которого применяется гипотеза о работе материалов в линейно-упругой стадии, а геометрическая формулировка базируется на малых деформациях (перемещениях). Основным отличием от традиционного метода является то, что допускается «врезка» дискретных пластических шарниров в сечениях, где изгибающие моменты достигают предельных значений. Полную расчетную квазистатическую нагрузку определенную с учетом динамических коэффициентов, найденную из особого сочетания прикладывают одновременно ко всем элементам модифицированной конструктивной системы с удаленным вертикальным несущим элементом. Правила назначения динамических коэффициентов или квазистатических диаграмм деформирования рассмотрены в работах [7, 8].

2) **Нелинейный квазистатический расчет**, в котором учитывается как физическая, так и геометрическая нелинейность. К модифицированной конструктивной системе с удаленным вертикальным несущим элементом пошагово прикладывается нагрузка равными ступенями от нуля до полного расчетного значения. На каждой ступени (этапе) нагружения выполняется итерационный расчет конструктивной системы;

3) **Нелинейный динамический расчет**, при котором учитывается физическая и геометрическая нелинейность. Динамические расчеты проводят для конструктивной системы, в которой мгновенно удаляют вертикальный несущий элемент при полной расчетной нагрузке для соответствующего особого сочетания и анализируют результирующие параметры движения (ускорения).

В расчетных моделях рекомендуется учитывать конструктивные элементы, которые при нормальных условиях эксплуатации (постоянные расчетные ситуации) являются второстепенными, а при наличии локальных особых воздействий могут активно участвовать в перераспределении внутренних усилий в элементах модифицированной конструктивной системы.

Расчет конструктивных систем следует выполнять с использованием сертифицированных программных комплексов, в том числе основанных на методе конечного элемента (МКЭ). Рекомендуется применение программных комплексов, допускающих возможность учета в расчетах физической и геометрической нелинейности.

Полученные на основании статического расчета усилия в отдельных конструктивных элементах следует сравнивать с предельными усилиями, которые могут быть восприняты этими элементами.

Допускается применение плоских расчетных моделей при условии, что, принятая идеализация адекватно отражает пространственную работу конструктивной системы.

Правила вынужденного удаления конструктивных элементов и составления особых расчетных сочетаний подробно рассмотрены в наших работах [2, 4] и включены в нормы [5].

2. Расчетные критерии при проверке сопротивления отдельных конструктивных элементов. Расчетные критерии АТ-метода для отдельных элементов включают требования прочности и ограничения деформаций.

Расчет здания в случае локального разрушения несущих конструкций производится только по предельным состояниям первой группы. Развитие неупругих деформаций, перемещения конструкций и раскрытие в них трещин в рассматриваемой особой расчетной ситуации не ограничиваются.

Моменты M_{Ed} , осевые усилия N_{Ed} , поперечные силы V_{Ed} рассчитывают для отдельных элементов и узлов конструктивной системы в рамках АТ-метода и рассматривают как требуемые прочностные характеристики (далее – параметры).

Требуемые прочностные параметры для конструктивных элементов (вектор внутренних усилий от внешних воздействий) сравнивают с вектором расчетных предельных усилий, которые способны воспринимать конструктивные элементы. Кроме того, дополнительно выполняется проверка критериев деформативности. Перемещения, углы поворотов и продольные деформации, рассчитанные по модели АТ-метода, сравнивают с предельно допустимыми значениями. Если для любого конструктивного элемента расчетные критерии не выполняются (превышены), выполняется модификация расчетной модели и производится перерасчет.

Расчетные критерии при изгибе базируются на расчетной изгибной прочности конструктивного элемента, определяемой в соответствии с требованиями действующих ТНПА. При этом в расчетной модели используются расчетные характеристики материалов с повышающими коэффициентами безопасности, согласно [4].

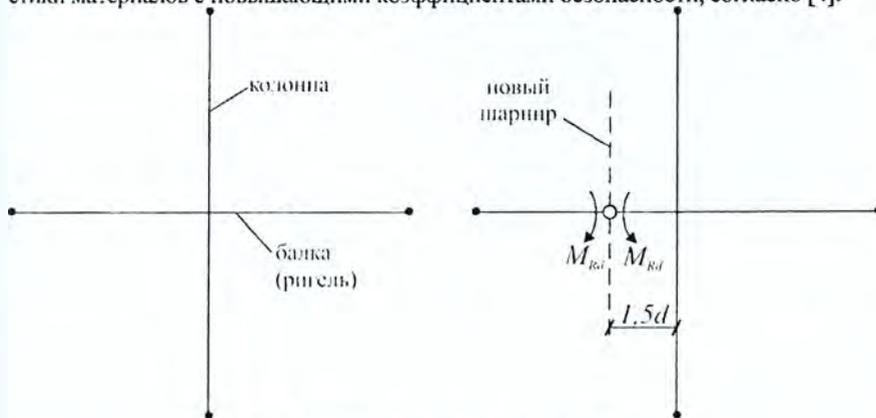


Рисунок 2 – Правила врезки дискретных шарниров

В случае, когда в анализируемом изгибаемом элементе момент от внешней нагрузки, определенной в рамках АТ-метода при расчете модифицированной модели, превышает предельный расчетный момент ($M_{Ed} > M_{Rd}$), элемент или удаляется из расчетной схемы, или дополнительно модифицируется. Для линейных расчетных моделей конструктивный элемент может быть модифицирован путем «врезки» так называемого «эффективного» дискретного пластического шарнира. Место расположения дискретного пластического шарнира определяется положением сечения, в котором достигается предельный изгибающий момент. В узлах сопряжения вертикальных и горизонтальных элементов дискретный пластический шарнир врезают на расстоянии $1,5d$ от грани колонны (где d – рабочая высота сечения). В этом сечении одновременно с «врезкой» пластического шарнира в соответствующем направлении прикладываются два предельных момента с каждой стороны дискретного шарнира (см. рис. 2).

Расчетные критерии для проверки конструктивных элементов в особых расчетных ситуациях приведены в нормах [5].

Таблица 1 – Критерии для проверки конструктивных элементов при выполнении расчетов на прогрессирующее обрушение

Тип конструктивного элемента	Расчетный критерий	Действия, которые следует выполнить, если расчетный критерий превышен
1 Изгибаемые элементы	По СНБ 5.03.01 $M_{Ed} < M_{Rd}$	А) Для элементов, которые могут сопротивляться после того, как в расчетном сечении достигнут предельный момент (статически неопределимая система): а) При линейно-упругом расчете в конструктивный элемент «врезают» эффективный шарнир в соответствующем сечении и прикладывают постоянные моменты с обеих сторон шарнира б) При выполнении нелинейных статических и динамических расчетов программное обеспечение должно автоматически учитывать нелинейную работу на изгиб по соответствующим диаграммам. Если элементы разрушаются при достижении предельного изгибающего момента, их удаляют из расчетной схемы (модели) и перераспределяют нагрузки от него
2 Элементы, подвергаемые совместному действию изгибающего момента и продольной силы	Используются уравнения взаимодействия для изгиба и осевой силы	Для элементов, прочность которых контролируется действием изгибающего усилия M_{Sd} , следуют процедуре, представленной в поз. 1. Если происходит потеря устойчивости от продольной (осевой) силы N_{Sd} , элемент удаляется из расчетной модели, а нагрузка перераспределяется
3 Элементы, подвергаемые срезу	$V_{Sd} \leq V_{Rd}$	А) Если условие не выполняется, то элемент удаляется из расчетной схемы, а нагрузка перераспределяется
4 Соединения, стыки, связи	$T_{Sd} \leq T_{Rd}$	Если условие не выполняется, соединения, стык, связь удаляются. Если связь удалена на обоих концах элемента, следует удалить конструктивный элемент
5 Деформации	Ограничение деформаций менее предельно допустимых значений	Б) Удалить поврежденный элемент из расчетной модели и перераспределить нагрузку
Примечания		
1 (А) Расчетные значения предельных усилий рассчитывают по нормам СНБ 5.03.01 с учетом повышающих коэффициентов к расчетным характеристикам материалов.		
2 (Б) Ограничение деформаций определяется в терминах перемещений и углов поворота отдельных конструктивных элементов, связей, рам. Предельные значения определяются из условия, что конструктивный элемент при их достижении не способен далее воспринимать нагрузку		

3. Пример расчета каркаса сборно-монолитного здания. В качестве примера расчета на прогрессирующее разрушение рассмотрим расчет сборно-монолитного каркаса, разработанного институтом Бел НИИС и примененный при разработке объекта 129.99-01 институтом «Брестпроект».

Каркас выполнен в сборно-монолитном варианте с монолитными несущими и связевыми ригелями и заполнением плитами пустотного настила по серии Б1.020.1-7. Колонны приняты по серии Б1.020. Монолитные ригели выполнены из бетона С25/30 по проекту, армированы арматурой S400. Здание девятиэтажное с техническим этажом. Нагрузка на перекрытия и покрытие приняты согласно СНиП 2.01.07-84* и СНБ 5.03.01.

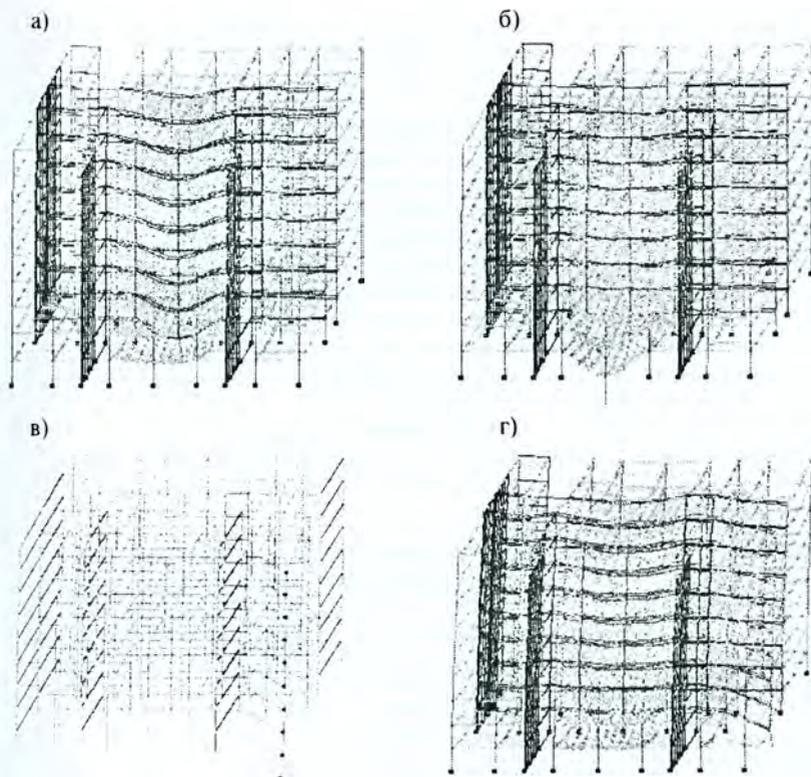


Рисунок 3 – Деформированная схема каркаса здания при удалении конструктивных элементов:

- а) внутренней колонны; б) наружной колонны по длинной стороне;
в) угловой колонны; г) наружной колонны по короткой стороне.

Сбор нагрузок выполнен в соответствии с конструктивным решением перекрытий, представленным в проекте.

Пространственная стержневая модель состояла из колонн, главных и связевых ригелей. Пространственную жесткость здания учитывали в соответствии с требованиями серии 1.020. введением жестких вставок, моделирующих диафрагмы жесткости в продольном и поперечном направлениях. При расчете комбинированной модели диафрагмы жесткости описывали с использованием конечных элементов плосконапряженной системы (балки-стенки), а сборные плиты перекрытий – конечных элементов плиты. Сопряжения плитных элементов и элементов балки-стенки со стержневыми элементами принято жесткими.

Предельные усилия в расчетных сечениях определяли с использованием комплекса БЕТА – 2.1. В программном комплексе реализован общий деформационный метод, изложенный в СНБ 5.03.01 [9].

Проверку каркаса на устойчивость к прогрессирующему обрушению проводили в соответствии с алгоритмом, приведенном на рис. 1.

Удаление вертикальных элементов производим в соответствии с правилами, изложенными в Рекомендациях [3].

Расчет выполнен по методу конечных элементов (МКЭ) с использованием вычислительного комплекса ЛИРА 9.2. и в соответствии с рекомендациями, изложенными в серии Б1.020.1-7. Расчет был выполнен по линейно-упругой статической модели с врезкой дискретных шарниров пластичности.

На рис.3 приведены деформированные схемы здания при удалении ренней, наружной и угловой колонны для расчетной схемы, представляющей собой комбинацию стержневых элементов, моделирующих ригеля и колонны, плоских плит приведенной толщины, моделирующих плиты пустотного пола и плоских элементов балок-стенок, моделирующих диафрагмы жесткости. Сопряжение плит с ригелями принято шарнирными в соответствии с положениями, изложенными в серии Б1.020.1-7.

Сравнение полученных площадей обрушения с критериальными значениями приведено в табл. 2. Как видно из полученных результатов, каркас с Б1.020.1-7 удовлетворяет требованиям по устойчивости к прогрессирующему обрушению.

Таблица 2 – Обобщенные результаты расчета каркаса серии Б1.020.1-7 на устойчивость к прогрессирующему обрушению

№ п/п	Удаляемый конструктивный элемент	Критерий	Фактически По расчету	Коэффициент устойчивости модели	Результат
1	Внутренняя колонна на пересечении осей 5 и Н.	Не более 140 м^2 или 30% от общей площади перекрытия	$S_{collapse} = 81\text{ м}^2$ 17,76%	30,06	Удовлетворительно
2	Наружная колонна на пересечении осей 6 и Н.	Не более 70 м^2 или 15% от общей площади перекрытия	$S_{collapse} = 55,8\text{ м}^2$ 12,23%	31,7	Удовлетворительно
3	Угловая колонна на пересечении осей 6 и Т.	То же	Нет	23,8	Удовлетворительно
4	Наружная колонна на пересечении осей 5 и Т.	То же	$40,5\text{ м}^2$ 9%	23,48	Удовлетворительно

Заключение. Представленные методы расчета (АТ – методы) конструктивных систем в особых расчетных ситуациях позволяют произвести оценку устойчивости здания к прогрессирующему (непропорциональному) обрушению, опираясь на ограничение площадей обрушения, установленных в зависимости от уровня допустимого риска.

Список цитированных источников

1. Тур, В.В. О разработке проектных стратегий, направленных на защиту конструктивных систем от прогрессирующего обрушения // Вестник БрГУ – 2009. – № 1: Строительство и архитектура. – 2009. – № 1. – С. 117–124.
2. Тур, В.В., Тур, А.В., Марковский, Д.М. Стратегии защиты конструктивных систем прогрессирующего обрушения // Строительная наука и техника. – 2008. – № 1. – С. 17–21.
3. Рекомендации по защите каркасных зданий от прогрессирующего обрушения БрГУ БрГУ, 2008. – 112 с.
4. UFC-4-023-03- Design of Building to Resist Progressive Collapse, January, 2005. – 175 p.

5. ТКП 45-3.02-108-2008. Высотные здания. Строительные нормы проектирования. – Мн.: Типпроект, 2008. – 178 с.

6. EN 1991-1-7. General Actions – Accidental Actions.

7. Тур, А.В. К определению динамических коэффициентов для случая внезапного приложения нагрузки // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь. сб. тр. 15 Междунар. научн.-метод. семинара: в 2 т. / Под общ. ред. Д.Н. Лозовского и А.А. Хотько. – Новополоцк: ПГУ, 2008. – Т. 1 – С. 116–125.

8. Тур, А.В. Расчет железобетонных балок при внезапном приложении нагрузки с использованием квазистатического использования “нагрузка – динамическое перемещение” // Вестник БрГТУ. – 2009. – № 1: Строительство и архитектура. – С. 109–116.

9. СНБ 5.03.01. Бетонные и железобетонные конструкции. – Мн.: Типпроект, 2003. – 237 с.

УДК 624.012.45

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ АНКЕРОВКИ УГЛЕПЛАСТИКОВОЙ АРМАТУРЫ ПРИ УСИЛЕНИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Лазовский Д.Н., Бадалова Е.Н.

Введение. На современном этапе развития строительной отрасли прогрессивным методом усиления железобетонных конструкций является приклеивание дополнительной арматуры из композиционных материалов. Несмотря на достаточно высокую стоимость таких материалов, применение арматуры из углеродных, арамидных или стекловолокон имеет ряд преимуществ, таких как высокая прочность на растяжение при достаточно высоком модуле упругости, небольшой собственный вес, простота транспортировки и монтажа, коррозионная стойкость и многие другие. Возможность использования композиционных материалов на основе углеродных волокон для усиления изгибаемых железобетонных конструкций подтверждено экспериментальными исследованиями, проводимыми в лабораторных условиях, а также опытом применения их для усиления реальных конструкций.

Экспериментальные исследования. В 2007–2008 г.г. в лаборатории кафедры “Строительные конструкции” Полоцкого государственного университета проведен ряд исследований усиленных железобетонных изгибаемых конструкций. Были испытаны четыре железобетонные многопустотные плиты, одна из которых как эталонная (без усиления), а три усилены в растянутой зоне приклеиванием дополнительной арматуры в виде углепластиковых пластин. Эксперименты подтвердили эффективность применения углепластиковой арматуры для усиления железобетонных изгибаемых конструкций: прочность плит после усиления возросла более чем в 1.4 раза [1]. Однако разрушение усиленных плит происходило при нагрузке, значение которой ниже теоретической нагрузки, соответствующей прочности усиленной конструкции. Во всех трех экспериментах наблюдали однотипный характер разрушения: отслоение углепластиковых пластин от поверхности бетона плит. Так как отслоение углепластиковых пластин является одной из основных причин потери работоспособности изгибаемых усиленных железобетонных элементов, что подтверждено как настоящими экспериментами, так и результатами других исследований [3], то очевидно, что очень важным является вопрос анкеровки пластин усиления. Таким образом, проведенные испытания железобетонных многопустотных плит,

усиленных приклеиванием в растянутой зоне дополнительной углепластиковой арматуры, определили направление дальнейших исследований.

Испытания на сдвиг. С целью изучения вопросов анкеровки доп. приклеенной арматуры в виде углепластиковых пластин и получения симметрии длины анкеровки от усилий в пластине, от класса бетона усил. конструкции и др. разработана методика испытаний. Железобетонные размеры поперечного сечения 140x250(h) мм длиной 500 мм и железные балки с размерами поперечного сечения 120x220(h) мм длиной были усилены приклеиванием с одной стороны углепластиковой пластины Sika CarboDur S512 (рис. 1). Экспериментальные образцы изготовлены из различных классов бетона с различной прочностью, установленной в ходе испытания призм и кубов на осевое сжатие 18,9, 24,3, 32,1 МПа. Для клеики пластины усиления варьировалась от 200 до 1000 мм.

Рисунок 1 – Усиленные железобетонные образцы для проведения испытаний на сдвиг



Железобетонный блок располагали в испытательной установке усиленной стороной вниз (рис. 2). Свободный конец пластины усиления неподвижно закрепляли на стенде посредством болтов. Испытание осуществлялось путем сдвига железобетонного блока относительно углепластиковой пластины. Нагрузку образца велось ступенями по 2,5 кН с помощью

домкрата грузоподъемностью установленного горизонтально.

В процессе испытаний контролировали изменение относительных деформаций в углепластиковой пластине с помощью тензорезисторов.

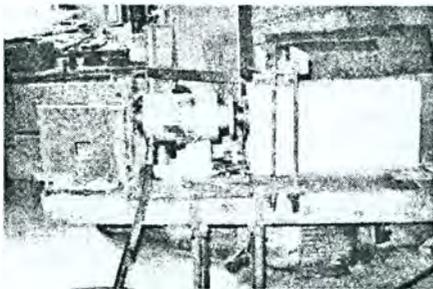


Рисунок 2 – Общий вид испытательной установки

Относительные деформации по длине углепластиковой пластины росли неравномерно (рис. 3). Наиболее интенсивный рост деформаций с увеличением нагрузки наблюдался на участке пластины, ближайшем к нагружаемому торцу железобетонного элемента. На другом конце приклеенного участка пластины роста деформаций не происходило вплоть до последних ступеней нагружения (нагрузки, составляющей более 80% от предельной). Перед разрушением наступало резкое увеличение относительных деформаций на конце приклеенной пластины, после чего происходил отрыв пластины от поверхности бетона.

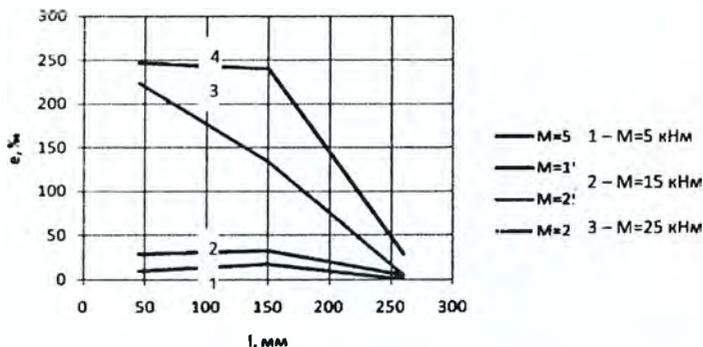


Рисунок 3 – График распределения относительных деформаций по длине приклеивания пластины Sika CarboDur S512

Отслоение углепластиковой пластины происходило по двум поверхностям:

- по бетону опытного образца. Разрушение происходило, в основном, непосредственно вблизи склеиваемой поверхности. Однако наблюдался также отрыв бетона на глубину до 40 мм вблизи нагружаемого торца блока (наиболее характерно для бетона с призмочной прочностью 18.9 МПа);

- по контакту между клеящим составом и углепластиковой пластиной. При этом виде разрушения почти всегда наблюдалось частичное отслоение углеродных волокон с поверхности пластины.

Для одного и того же блока чаще всего имело место разрушение по различным поверхностям. Отслоение углепластиковой пластины по контакту с клеящим составом происходило на участках, наиболее удаленных от нагружаемого торца блока.

В результате эксперимента установлено, что среднее значение разрушающей нагрузки для блоков, усиленных приклеиванием углепластиковой пластины на длине 200-400 мм, одинаково и составляет 37.5 кН. Для балок, усиленных на длине 1000 мм, разрушающая нагрузка составила 55 кН (рис. 4).

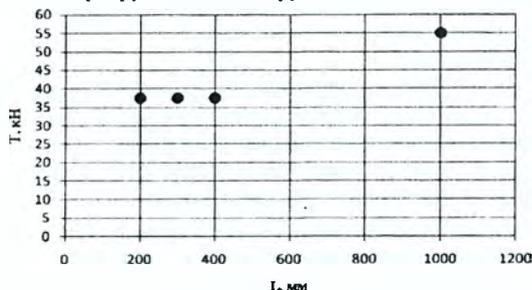


Рисунок 4 – График зависимости разрушающего сдвигающего усилия от длины приклеивания углепластиковой пластины

Проведенные нами ранее испытания многопустотных железобетонных плит, усиленных приклеиванием дополнительной углепластиковой арматуры в виде пластин, показали необходимость усиления зоны анкеровки дополнительной арматуры. В качестве дополнительного анкерующего элемента предполагалось использовать холст из углеродных волокон.

С целью выявления зависимости разрушающей сдвиговой нагрузки от положения волокон холста по отношению к продольной оси элемента были проведены опытные исследования. На подготовленную поверхность железобетонных блоков на длине 200 мм приклеивались пластины Sika CarboDur S51 поверх которых наклеивался холст шириной 150 мм и длиной 250 мм. Направление углеродных волокон холста по отношению к продольной оси опытного образца варьировалось от 0 до 90°.

Результаты эксперимента показали, что наибольшего значения разрушающая нагрузка достигает при направлении углеродных волокон холста по отношению к продольной оси элемента, равном 15° (рис. 5).

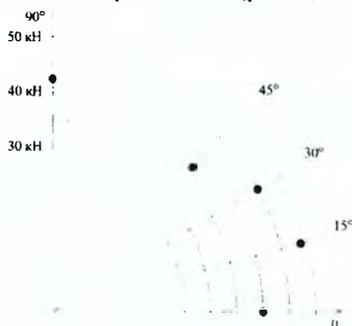


Рисунок 5 – График зависимости разрушающего сдвигающего усилия от угла поворота углеродных волокон холста относительно продольной оси элемента

В настоящем эксперименте отслоение углепластиковой пластины происходило аналогично предыдущим опытам по двум поверхностям: по бетону блока и контакту между клеящим составом и пластиной. Одновременно с отслоением пластины, в основном, наблюдалось отслоение холста с его разрывом вдоль углеродных волокон, расположенных под углом от 0 до 45° по отношению к продольной оси элемента. При расположении холста поперек продольной оси опытного образца (угол 90°) разрыва волокон либо не происходило, либо холст разрывался поперек волокон.

Дальнейшие испытания проводились на многопустотной железобетонной плите, усиленной в растянутой зоне двумя углепластиковыми пластинами Sika CarboDur S512 на длине 5,7 м без заведения за грани опор. В зоне анкеровки на длине 400 мм поверх пластин усиления был наклеен холст из углеродных волокон SikaWrap Hex 230C. Усиленная плита испытывалась по однопролетной балочной схеме четырьмя сосредоточенными нагрузками, приложенными в четвертях пролета. Плита нагружалась поэтапно ступенями по 0,05-0,025 от нагрузки, соответствующей моменту разрушения плиты.

Разрушение опытной плиты произошло в результате достижения арматурой основного сечения предельных деформаций с одновременным отслоением углепластиковых пластин от поверхности бетона (рис. 6). Однако по сравнению с результатами предыдущих опытов, фактический момент разрушения превысил значение теоретического момента прочности плиты, определенного на основе деформационной модели [2] с использованием программы "Бета" (табл. 1).

Таблица 1 – Сопоставление опытных и расчетных значений разрушающего изгибающего момента

Шифр опытных плит	M_R^{exp} , кНм	M_R^{calc} , кНм	$\frac{M_R^{exp}}{M_R^{calc}}$
П-1	40.2	40.1	1.00
П-2	69.4	69.5	1.00
П-3	58.4	75.8	0.77
П-4	67.7	78.3	0.86
П-5	85.6	83.2	1.03

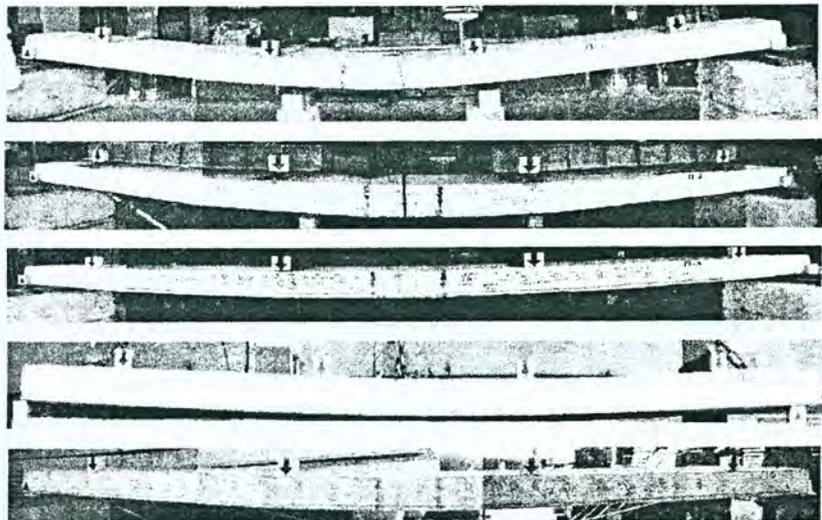


Рисунок 6 – Общий вид опытных плит П-1 – П-5 после разрушения

Заключение. Результаты испытаний усиленной многопустотной железобетонной плиты подтвердили необходимость дополнительной анкеровки концов углепластиковых пластин, приклеенных в растянутой зоне изгибаемых элементов без заведения за грани опор. Экспериментальные исследования на сдвиг железобетонных элементов, усиленных приклеиванием углепластиковых пластин, показали положительные результаты использования в качестве дополнительного анкерующего элемента холста из углеродных волокон.

Список цитированных источников

- 1 Бадалова, Е.Н. Усиление изгибаемых железобетонных конструкций углепластиковой арматурой // Вестник Полоцкого государственного университета. Серия F – "Прикладные науки". – 2007. – № 6. – 54–59 с.
- 2 СНБ 5.03.01-02 Бетонные и железобетонные конструкции/ Минстройархитектуры Республики Беларусь. – Минск, 2003. – 139 с.
- 3 Шилин А.А. [и др.] Внешнее армирование железобетонных конструкций композиционными материалами. – М.: Стройиздат, 2007. – 184 с.: ил
- 4 Шилин, А.А. [и др.] Усиление железобетонных конструкций композиционными материалами/ А.А. Шилин, В.А. Пшеничный, Д.В. Каргузов. – М.: Стройиздат, 2004. – 144 с.: ил.

МЕТОДЫ ОЦЕНКИ ШИРИНЫ РАСКРЫТИЯ ТРЕЩИН, НОРМАЛЬНЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ЭЛЕМЕНТА

Тур В.В., Драган А.В.

Введение. Как показывает практика оценки технического состояния эксплуатируемых железобетонных конструкций, для большинства из них наступление предельного состояния связано не с потерей конструкцией несущей способности, а с образованием и чрезмерным раскрытием трещин (с потерей эксплуатационных качеств) при эксплуатационных уровнях нагрузках. Подобная ситуация заставляет более внимательно относиться к уточнению и совершенствованию теории и методов прогнозирования трещиностойкости железобетонных конструкций.

Необходимо отметить, что за последние несколько десятилетий в отечественной науке о железобетоне этой проблеме уделено незначительное внимание в то время как зарубежные ученые находятся в постоянном поиске более совершенных методик прогнозирования раскрытия трещин, о чем свидетельствуют многочисленные публикации по данной тематике [1–9 и др.] и достаточные существенные изменения и корректировки подходов к расчету данного параметра в последних редакциях нормативных документов [10, 11, 12]. Поэтому неудивительно, что в свое время при подготовке раздела, регламентирующего расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента, в СНБ 5.03.01-02 «Бетонные и железобетонные конструкции» [13], его разработчиками пришлось полностью основываться на исследованиях зарубежных исследователей и включить в национальные нормы расчетные зависимости, принятые в первых редакциях Eurocode 2 [10], без их доскональной проверки.

Существующие подходы к оценке ширины раскрытия трещин. Анализ существующих предложений к определению ширины раскрытия трещин в железобетонных элементах позволяет выделить четыре основных подхода к построению аналитических моделей:

1. *Эмпирический подход* (ACI 224.2R; P.Gergely and L.A. Lutz; СНБ 2.03.01-84*; Н.М. Мулин; Ю.П. Гуца и др.);

2. *Подход, основанный на теории механики разрушения* (Пирадов А.Б., Гвевесиани Л.О., Пирадов К.А., Гузеев Е.А., Oh В.Н., Kang Y.-J., Shah S.P., Swart S.E. и др.);

3. *Подход, основанный на теории «tension stiffening»* (CEB-fib Model Code 1978 1990, ENV-1991-1, СНБ 5.03.01-02, Мурашев В.И., Немировский Я.Н. и др.);

4. *Подход, основанный на теории «bond-slip»* (Holmberg A., Noakowski P. Alvares M., Balazs L., EN 1992-1, Тур В.В. и Драган А.В. [14], и др.).

Критический анализ представленных выше подходов к построению аналитических моделей и полученных с их применением расчетных зависимостей подробно изложен в работах [14, 15]. Более детально остановимся на рассмотрении различий в определении ширины раскрытия нормальных трещин в подходах, используемых и действующих в Беларуси нормах [13] (теория «tension stiffening») и в последней редакции европейских норм EN 1992-1 [11] (теория «bond-slip»).

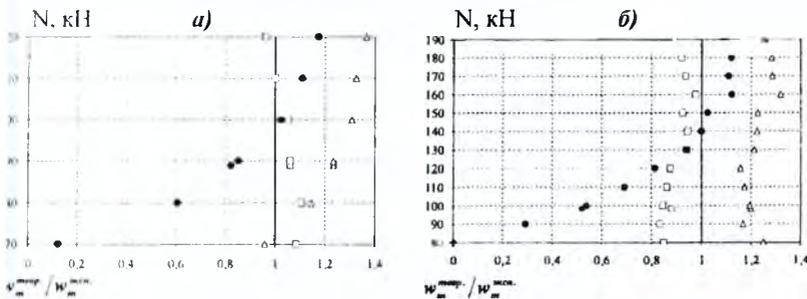
В соответствии с [13] расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси железобетонного элемента следует производить на основании следующего выражения:

$$w_k = \beta \cdot (\varepsilon_s \cdot \psi_s) \cdot s_{rm} / \quad (1)^*$$

Согласно представленной выше классификации данная зависимость относится к выражениям, полученным на основании теории «tension stiffening». Анализ результатов, получаемых в ходе практического применения расчетной зависимости (1), позволяет выявить существенный, на наш взгляд, недостаток, связанный с определением параметра ψ_s . Напомним, что параметр ψ_s представляет собой коэффициент, учитывающий неравномерность распределения относительных деформаций растянутой арматуры на участке между трещинами, величину которого следует определять по формуле [13]:

$$\psi_s = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_s} \right)^2; \quad (2)^*$$

В случае использования арматуры периодического профиля ($\beta_1=1,0$) и действии а рассматриваемый железобетонный элемент кратковременной нагрузки ($\beta_2=1,0$), при наступлении расчетного случая, т.е. при $\sigma_s = \sigma_{cr}$, согласно выражению (2) значение коэффициента ψ_s становится равным нулю, что в свою очередь приводит к нулевой ширине раскрытия трещины (выражение (1)). Таким образом, возникает па-adoxальная ситуация – трещина образовалась, однако её ширину нельзя рассчитать (рисунок 1). С увеличением внешнего растягивающего усилия ширина раскрытия трещин увеличивается, однако вплоть до верхнего уровня эксплуатационных нагрузок ширина раскрытия трещин все же имеет несколько заниженные значения по сравнению с величинами, зарегистрированными опытным путем [15]. Необходимо отметить, что данная особенность наиболее четко проявляется для железобетонных элементов, имеющих низкие коэффициенты армирования, т.е. для случаев, когда $\sigma_{cr} \rightarrow \sigma_{ult}$ (σ_{ult} – предельные напряжения в растянутой арматуре). При длитель-но действующих нагрузках методика СНБ 5.03.01-02 дает более достоверную оценку ширины раскрытия трещин, но при этом значения рассчитываемого параметра все же ниже, получаемых по методике EN1992-1[11].



Методики: • – СНБ 5.03.01-02 [13]; Δ – EN 1992-1 [11]; \square – предлагаемая методика.

а) – 1Ø20S400, $\rho_{eff} = 0,01$; б) – 1Ø25S400; $\rho_{eff} = 0,015$.

Рисунок 1 – Сопоставление значений средней ширины раскрытия трещин для случая осевого растяжения кратковременной нагрузкой

* - обозначения в формуле приняты согласно СНБ 5.03.01-02 [13].

Если проанализировать эволюцию подходов к расчету трещиностойкости железобетонных конструкций в Европе, то можно отметить, что в редакциях Eurocode 2 (как отмечалось выше, послуживших основой для ряда белорусских национальных норм) расчетные зависимости также базируются на концепции «tension stiffening». Однако в последней и актуальной редакции евронорм [11] был произведен переход к, так называемой, концепции «bond-slip» (англ. «сцепление – проскальзывание»). Основными причинами для столь кардинального изменения в подходах к оценке ширины раскрытия трещин, по-видимому, и явился весьма упрощенный, как показано выше, не всегда достоверный способ учета неравномерного деформирования арматуры на участке между трещинами по среднему расстоянию s_{rm} . Усреднение относительных деформаций в [11], используемое при расчете ширины раскрытия трещин, производится на основании комплексного подхода, учитывающего законы деформирования арматуры и бетона, а также законы, характеризующие совместную работу двух материалов под нагрузкой (законы сцепления):

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s},$$

где k_t – коэффициент, учитывающий продолжительность приложения нагрузки;
 $f_{ct,eff}$ – прочность бетона на растяжение;
 ρ_{eff} – эффективный коэффициент армирования;
 α_e – коэффициент, характеризующий соотношение модулей упругости арматуры и бетона.

Вместе с тем, существенных отличий в расчетных зависимостях, применяемых при определении среднего расстояния между трещинами, в сопоставимых методиках расчета нет. Обе методики для определения s_{rm} используют одинаковое выражение, которое в общем виде может быть записано как:

$$s_{rm} = k_0 \cdot c + 0,25 \cdot k_1 \cdot k_2 \frac{\phi_s}{\rho_{eff}},$$

где k_0 – эмпирический коэффициент;

c – толщина защитного слоя;

k_1 – коэффициент, учитывающий условия сцепления арматуры с бетоном;

k_2 – коэффициент, учитывающий вид напряженно-деформированного состояния элемента;

ϕ_s – диаметр арматуры.

Единственное различие, имеющее место при определении среднего расстояния между трещинами согласно [13] и [11], заключается в назначении параметра $k_0 \cdot c$ в выражении (4). Так в [13] параметр $k_0 \cdot c$ принимается равным постоянному значению 50мм, в то время как в [11] предусматривается непосредственный учет толщины защитного слоя с коэффициентом $k_0 = 2$. Необходимо заметить, до настоящего времени по вопросу учета толщины защитного слоя при определении ширины раскрытия трещин нет однозначного мнения,

впрочем, и о физическом смысле параметра $k_0 c$ в формуле (4). В работе [1] введением параметра $k_0 c$ предполагают учитывать, что ширина раскрытия трещины на уровне арматуры меньше, чем на растянутой грани железобетонного элемента. Изменение ширины раскрытия трещины по высоте защитного слоя учитывается введением эмпирического коэффициента k_0 . Экспериментальные данные, представленные в работе [3], подтверждают тот факт, что ширина раскрытия трещины изменяется в пределах толщины защитного слоя ввиду деформации поверхности бетона в сечении с трещиной. Однако при этом делается одно существенное уточнение – отношение поверхностной ширины раскрытия трещины к соответствующей величине на уровне арматуры не зависит от величины защитного слоя и изменяется в пределах (2,34÷2,66). В работе [16] параметр $k_0 c$ в формуле (4) определяет длину зоны релаксации напряжений, формирующейся у грани железобетонного элемента после образования трещины, в пределах которой напряжения в растянутом бетоне убывают до нуля, что и определяет невозможность появления здесь очередной трещины.

Сравнительный анализ результатов расчета по двум нормативным методикам (СНБ 5.03.01-02 [13] и EN 1992-1 [11]), выполненный в работах [14 и 15], показывает выгодное преимущество европейского подхода, что, в первую очередь, связано с более достоверным прогнозированием ширины раскрытия трещин.

Инженерная методика расчета ширины раскрытия трещин в центрально растянутых элементах. В рамках выполнения работ по подготовке редакции ТКП 45/OP-5.03 «Конструкции бетонные и железобетонные. Часть 2. Правила проектирования ненапрягаемых конструкций из тяжелого бетона» авторами статьи была разработана собственная методика расчета ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента. Предлагаемая методика прошла апробацию на центрально растянутых железобетонных элементах – результаты, полученные с её применением, показали хорошую сходимость с экспериментальными данными и оказались более достоверными по сравнению со значениями, рассчитанными по методике [13]. В настоящее время ведется проверка возможности применения предлагаемой методики для расчета трещиностойкости изгибаемых элементов.

Аналитическое выражение для средней ширины раскрытия нормальных трещин было получено на основании анализа изменяемого по длине элемента напряженно-деформируемого состояния арматуры и растянутого бетона, с учетом особенностей взаимодействия различных типов арматурных профилей с бетоном:

$$w_m = k_p \cdot k_t \cdot \varepsilon_{s,II} \cdot \frac{f_{ctm}}{(1 + \rho_{eff} \cdot \alpha_E)} \cdot \psi \cdot 0,375 \cdot \frac{\sigma_s}{\rho_{eff}}, \quad (5)$$

где k_p – эмпирико-аналитический коэффициент, характеризующий условия сцепления арматуры с бетоном, мм²/Н, определяемый в соответствии с положениями, изложенными в [14, 15];

k_t – коэффициент, учитывающий продолжительность приложения нагрузки, принимаемый равным: при действии кратковременных нагрузок – 0,6; при действии длительно действующих нагрузок – 0,8;

$\varepsilon_{s,II}$ – относительная деформация арматуры в сечении с трещиной;

f_{ctm} – средняя прочность бетона при осевом растяжении, Н/мм²;

ψ – коэффициент, характеризующий соотношение между усилием от расчетной комбинации нагрузок с усилием трещинообразования. Значение коэффициента ψ следует определять по формуле:

$$\psi = \sqrt{\beta \cdot \rho_{eff}} \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N_{cr}}{N}} \cdot \left(1 - \frac{1}{6} \sqrt{\frac{N_{cr}}{N}} \right) \right). \quad (6)$$

Здесь $\beta = f_{yk} / f_{ctm}$ – отношение нормативного сопротивления арматуры к средней прочности бетона при осевом растяжении.

Результаты верификации предлагаемой инженерной методики определения ширины раскрытия трещин, которые подробно изложены в [15], дают основание утверждать, что данная методика позволяет производить достоверную оценку ширины раскрытия трещин, а изменение данного параметра с увеличением внешней нагрузки в наиболее полной мере соответствует характеру изменения ширины раскрытия трещин, зарегистрированному при проведении испытаний центрально растянутых железобетонных элементов.

Заключение. Представленные в статье результаты позволяют заключить следующее:

1. Расчетные зависимости для определения ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, используемые в действующих нормах [13] не совсем корректно производят усреднение относительных деформаций арматуры на участках между трещинами, пренебрегая при этом деформациями растянутого бетона, что в итоге приводит к существенной недооценке ширины раскрытия трещин на этапах нагружения, соответствующих начальным уровням трещинообразования.

2. Предлагаемая инженерная методика дает хорошую сходимость рассчитанных и опытных значений ширины раскрытия нормальных трещин, что позволяет рекомендовать её для практического использования при выполнении расчетов по второй группе предельных состояний.

Список цитированных источников

1. Beeby, A.W. The influence of the parameter \emptyset/ρ_{eff} on crack widths / A.W. Beeby // *Structural Concrete*. – 2004. – Vol. 5, № 4. – P. 72–83.
2. Discussion: The influence of the parameter \emptyset/ρ_{eff} on crack widths / A.W. Beeby [et al] // *Structural Concrete*. – 2005 – Vol. 6, №4. – P.155–165.
3. Crack opening near reinforcement bars in concrete structures / K. Tammo [et al] // *Structural Concrete*. – 2006 – Vol. 7, № 4. – P.137–143.
4. Flexural Crack Widths at the Bars in Reinforced Concrete Beams: Research Report / Center for Highway Research, The University of Texas at Austin; S.I. Husain. – Texas, 1968. – № 102,1F
5. Logt-term cracking in reinforced concrete beams / J.M. Illston [et al] // *Proceedings of the Institute of Civil Engineering*. Part II. Research and Theory. – 1972. – № 53. – P. 445–459.
6. Models for flexural cracking in concrete: the state of the art / A. Borosnyoi [et al] // *Structural Concrete*. – 2005 – Vol. 6, № 2. – P. 53–62.
7. Prediction of Cracking in Reinforced Concrete Structures: Research Report / Building and Fire Research Laboratory National Institute of Standards and Technology; N. J. Carino – Gaithersburg, 1995. – 51 с. – NISTR 5634.
8. Cracking analysis of RC members using polynomial strain distribution function / H.-G. Kwak [et al] // *Engineering Structures*. – 2002 – № 24. – P. 455–468.
9. Pedziwiatr, J. Tension stiffening effect a przykladzie osiowo rozciaganych elementow zelbetowych / J. Pedziwiatr // *Krynica 2008: Problemy naukowo-badawcze budownictwa* : monografia 54 konferencji naukowej, Krynica, 21–26 wrzesnia 2008 r.: w 6 t. / Komitet inzynierii ladowej i wodnej PAN, Komitet nauki PZITB; redakcja : A. Lapko [et al.]. – Bialystok: Wydawnictwo Politechniki Bialostockiej, 2008. – T. VI: Badawczo-projektowe zagadnienia w budownictwie. – S. 241–248.

10. Design of Concrete Structure. General Rules and Rules for Building: ENV 1992-1:1991. – Introduced Dec. 1991 – Brussel: European Committee for Standardization, 1991. – 230 p.

11. Design of Concrete Structure. General Rules and Rules for Building: EN 1992-1: 2001 (Eurocode 2). – Introduced Oct. 2001 – Brussel: European Committee for Standardization, 2001. – 230 p.

12. Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Bemessung und Konstruktion: DIN 1045-1. Berlin, 1998. – 178 p.

13. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01–02. – Введ. 01.07.2003. – Минск: РУП «Стройтехнорм», 2003. – 139 с.

14. К расчету ширины раскрытия трещин в железобетонных элементах при осевых растягивающих усилиях / В.В. Тур [и др.] // Строительная наука и техника. – 2009. – № 1. – С.40–53.

15. Драган, А.В. Трещиностойкость железобетонных элементов при действии осевых растягивающих усилий: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / А.В. Драган. – Брест, 2008. – 169 с.

16. Железобетонные конструкции. Основы теории, расчета и конструирования: учебное пособие / Т.М. Пецоляда [и др.]; под ред. Т.М. Пецоляда, В.В. Тура. – Брест: Изд-во БГТУ, 2003. – 216 с.

УДК 624.012

К НАЗНАЧЕНИЮ КОНСТРУКЦИОННЫХ ПАРАМЕТРОВ ПОСТ-НАПРЯЖЕННЫХ ПЛОСКИХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЙ

Тур В. В., Карабанюк С. А.

Введение. Как следует из анализа, выполненного в работе [1], пост-напряженные монолитные плиты с напрягаемой арматурой, не имеющей сцепления с бетоном, обладают рядом преимуществ, которые особенно важно принимать во внимание при разработке проектов высотных зданий.

К этим важнейшим преимуществам следует отнести [1]:

- улучшенные технико-экономические показатели, включая снижение расхода материалов по сравнению с традиционными железобетонными и даже стальными конструкциями;
- возможность создания больших пролетов при обеспеченных требованиях жесткости перекрытия. При этом увеличение размеров пролетов позволяет осуществлять более гибкую планировку площадей перекрытия;
- возможность повышения архитектурной выразительности проектируемых зданий. Свободная трассировка напрягаемых элементов по траекториям силовых потоков (линия опор) позволяет использовать конструктивные системы с нерегулярным размещением опор (стен, колонн), отверстиями и консольными фрагментами плит;
- снижение нагрузок от собственного веса перекрытий, что создает благоприятный эффект для наиболее нагруженных колонн нижних этажей и фундаментов;
- обеспечение высоких эксплуатационных показателей при действии нагрузок, что повышает долговечность конструктивных систем;
- резервирование прочности при постановке дополнительных внутренних горизонтальных связей, повышающих надежность конструктивной системы и обеспечивающих устойчивость против прогрессирующего обрушения;
- обеспечение высокой прочности на местный срез (продавливание) при соответствующем размещении напрягаемых арматурных элементов;
- сокращение сроков строительства.

Учитывая то обстоятельство, что в Республике Беларусь начинает активно реализовываться программа высотного строительства, следует обратить пристальное внимание на пост-напряженные конструкции перекрытий.

Назначение толщины плиты с учетом пост-напряжения. Основные конструктивные параметры элементов плоского перекрытия (толщины плиты и сетки колонн в плане) назначают из следующих условий:

- обеспечения требуемой жесткости (ограничение прогибов);
- обеспечения прочности на продавливание (местный срез).

Предварительное напряжение оказывает благоприятное влияние на работу плоского перекрытия, как в первом, так и во втором случае. В силу того, что за счет предварительного напряжения воспринимается часть постоянных нагрузок (см. рис. 1), появляется реальная возможность уменьшить толщину плиты перекрытия, обеспечив требуемые эксплуатационные и прочностные характеристики элементов конструктивной системы.

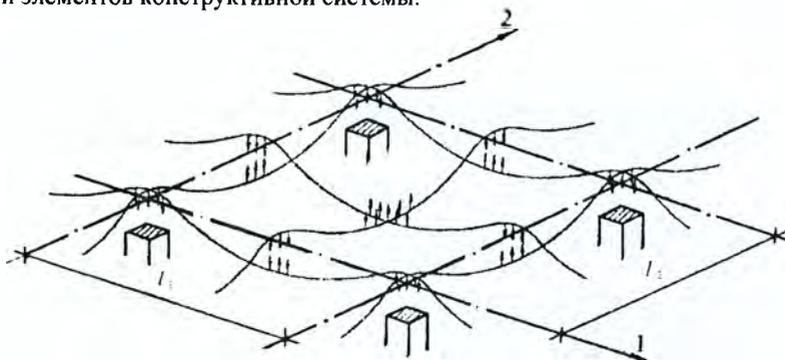


Рисунок 1 – Схема эквивалентных нагрузок от пост-напряжения внутренней плиты перекрытия

Важнейшим элементом проектирования плоских перекрытий является выбор геометрии сетки колонн.

Согласно [10] пролеты крайних плит рекомендуется принимать равными 80÷90 % от пролетов средних плит. При этом плита должна быть продлена за линию колонн (устройство консольных свесов плит). В этих случаях можно существенно снизить изгибающие моменты в крайних пролетах плит.

При выборе схемы размещения колонн в плане следует также учитывать то обстоятельство, что ведется проектирование многократно статически неопределимой системы, часто с различными условиями опирания (закрепления). Например, при наличии вертикальных элементов (бетонных или железобетонных стен) возникают дополнительные ограничения деформаций в плоскости плиты. С одной стороны, наличие такого ограничения может привести к развитию значительных температурно-усадочных напряжений, а как следствие, и к трещинообразованию в поле плиты, а с другой, снижает эффективность предварительного напряжения.

Кроме того, одним из важнейших аспектов, которые следует рассматривать при проектировании плоских перекрытий, является размещение отверстий. В отличие от перекрытий, выполняемых без предварительного напряжения, предварительно напряженные перекрытия следует проектировать, принимая трассировку напрягаемых стержней с учетом размещения отверстий.

Коротко остановимся на подходах к компоновке плоских перекрытий, акцентируя внимание на критерии ограничения прогибов.

Еще до начала статического расчета конструктор должен назначить необходимую толщину плиты. В научно-технической и нормативной литературе довольно часто представляют требования к толщине традиционных железобетонных плит, основанные на ограничении прогибов. Как правило, для предварительно напряженных плит перекрытий эти требования представляют крайне редко, а нормативные документы в ряде случаев вовсе не содержат подобных рекомендаций.

Учитывая то обстоятельство, что параметры, определяющие общую деформативность плит, могут изменяться в довольно широких диапазонах, на стадии предварительного проектирования рекомендуется использовать максимально простые, но достоверные, критерии.

Особенностью пост-напряженных конструкций с напрягаемой арматурой, не имеющей сцепления с бетоном, является то, что при трассировке канатов по выбранной траектории помимо эффекта обжатия сечений продольной силой, наблюдается появление поперечных усилий или эквивалентной поперечной нагрузки обратного знака по отношению к внешним нагрузкам. Схема нагрузок, действующих на конструктивные элементы неразрезной плиты, показана на рис. 2. Как видно из представленной схемы, эффективность пост-натяжения определяется величиной подъема трассы z и усилием натяжения канатов P_{0m} . Для наиболее распространенной параболической трассы каната поперечное усилие равномерно распределено по всей длине каната и может быть определено из зависимости:

$$w_p = \frac{8P_{0m} z}{L^2} \quad (1)$$

где z – подъем трассы; L – длина пролета.

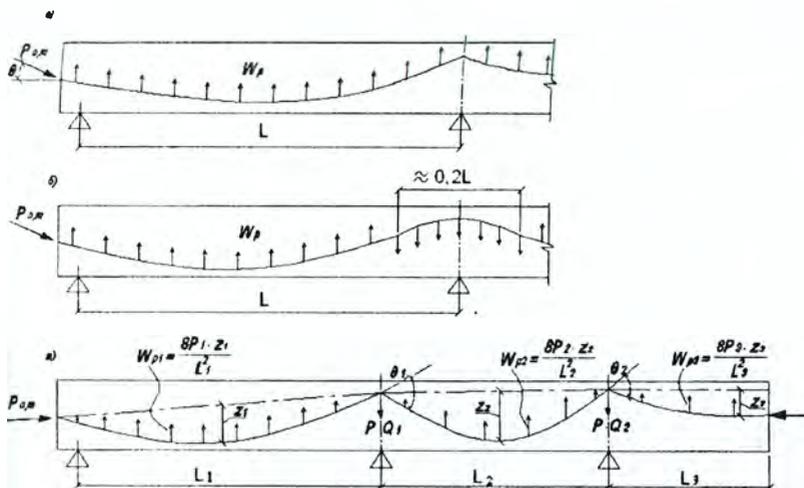


Рисунок 2 – К определению поперечных нагрузок обратного знака от предварительного напряжения в пост-натяженных плитах:

а) идеализированная полоса; б) фактическая трасса; в) многопролетная плита

Если канаты равномерно распределены по ширине поля плиты (имеют равный шаг), а усилие $P_{0,m}$ – удельное усилие натяжения на единицу ширины плиты, тогда ω_p – равномерно распределенная нагрузка обратного знака на единицу площади плиты. В случае, когда плита имеет обжатие в двух направлениях, а канаты ортогональны, полная поперечная нагрузка обратного знака определяется как сумма ($\omega_p = \omega_{px} + \omega_{py}$).

В общем случае рекомендуется назначать параметры натяжения канатов таким образом, чтобы за счет эффекта пост-натяжения воспринималось не менее $0,5G_k$ – половины нагрузки от собственного веса плиты. При этом следует учитывать и другое рекомендуемое ограничение, относящееся к напряжениям сжатия в бетоне. Так, например, нормы СЕВ-FIP рекомендуют назначать напряжения обжатия не более 1,0 МПа, а нормы АСІ – 0,86 МПа. Австралийские нормы, как и немецкие, рекомендуют, чтобы напряжения обжатия не превышали 3,5 МПа. Повышение уровня обжатия сверх этого предела, с одной стороны, ведет к значительному укорочению плиты и вызывает деформации каркаса, а с другой – требует постановки дополнительного количества арматуры, имеющей сцепление с бетоном. Вместе с тем, наиболее рациональным уровнем обжатия принято считать 0,7 МПа, рекомендованного [2].

С учетом названных эффектов толщина плиты может быть предварительно назначена из условия:

$$\frac{L}{h} = \left[14 + \frac{53}{[\varphi_c(\infty, t_0) \cdot G_k(1 - 0,9\lambda) + Q_k]^{1/3}} \right] k_1 k_2 k_3 k_4, \quad (2)$$

где G_k, Q_k – нормативные значения постоянной и переменной нагрузок, в кПа;

$\varphi_c(\infty, t_0)$ – коэффициент ползучести для бетона (в первом приближении можно принять $\varphi_c(\infty, t_0) = 3,5$);

λ – доля постоянной нагрузки, которую предполагается воспринять за счет пост-натяжения;

$$k_1 = \begin{cases} 0,9 & \text{для крайних пролетов;} \\ 1,0 & \text{для средних пролетов.} \end{cases}$$

$$k_2 = \begin{cases} 0,9 & \text{для плит, в которых допускается образование трещин;} \\ 1,0 & \text{для плит, в которых не допускается образование трещин.} \end{cases}$$

$$k_3 = (E_{cm}/26)^{1/3}, \text{ где } E_{cm} \text{ – модуль деформаций бетона в ГПа.}$$

$$k_4 = \begin{cases} 1,0 & \text{для плоских плит;} \\ 1,15 & \text{для плит с уширениями и капителями.} \end{cases}$$

Для определения нагрузки от собственного веса G_k толщину плиты предварительно назначают из условия прочности на продавливание (местный срез). Следует отметить, что для большинства плит это условие является определяющим.

В таблице 1 представлены рекомендуемые значения пролетов L для плоских плит перекрытий под нагрузку 1,5 кПа и 2,0 кПа. Величины пролетов определены из условия, что 50% или 100% от постоянных нагрузок воспринимается за счет эффектов от пост-натяжения. Толщина плиты предварительно назначена из условия продавливания (местного среза).

Таблица 1 – Рекомендуемые величины пролетов L пост-напряженной плиты перекрытия

Толщина плиты h , мм	Нагрузки, кПа		λ	
	G_k	Q_k	0,5	1,0
250	0,625	1,5	12,5	14,0
		2,0	12,0	13,0
300	0,75	1,5	15,0	17,0
		2,0	14,0	16,0

При полученных значениях рекомендуемых пролетов необходимо произвести проверку ограничения сжимающих напряжений в бетоне. Из формулы (1) величина погонного обжимающего усилия $P_{o,m}$ составит:

$$P_{o,m} = \frac{\sigma_p \cdot l^2}{8 \cdot z}$$

При толщине плиты $h=250$ мм, $z=180$ мм, а величина поперечной нагрузки обратного знака при натяжении канатов в двух направлениях $\omega_p = 0,5\omega_p$. При заданных начальных параметрах величина погонного усилия составит $P_{o,m} = 38,28 \text{ кН/м}$. При армировании канатами Y1860S709 усилие $F_{ps} = 93 \text{ кН}$, а с учетом потерь $F^i_p = 83 \text{ кН}$. При расположении канатов с шагом 500 мм погонное усилие составит $P_{o,m} = 166 \text{ кН}$, а напряжение сжатия в плите – 0,67 МПа, что достаточно близко к рекомендуемому значению 0,7 МПа. При увеличении числа канатов или их диаметра, собственный вес плиты будет не только компенсирован, но и получен выгиб. В ряде случаев такой эффект может быть нежелательным.

Заключение. Назначение толщины пост-напряженных плоских плит перекрытий следует производить с учетом разрушающих эффектов от усилия натяжения. При этом эффекты пост-напряжения оказывают положительное влияние, как на жесткость конструктивного элемента, так и на его сопротивление местному срезу.

При назначении параметров натяжения следует рационально выбирать трассировку напрягаемых канатов, усилие натяжения, их размещение в плане.

Список цитированных источников

- 1 Тур, В.В. Особенности проектирования монолитных плоских плит перекрытий, предварительно напряженных в построечных условиях / В.В. Тур, С.А. Карабанюк // Строительная наука и техника. – 2008. – № 1(16) – С. 19–34.
- 2 Тур, В.В. Основы проектных стратегий, применяемых для защиты зданий от прогрессирующего обрушения / В.В. Тур, А.В. Тур, Д.М. Марковский // Строительная наука и техника. – 2007. – № 6(15). – С. 11–27.
3. Рекомендации по защите каркасных зданий от прогрессирующего обрушения. – Брл ТУ, Брест. – 2008. – 175 с.
4. UFC-4-023-03- Design of Building to Resist Progressive Collapse, January, 2005 – 175 p.
5. Проектирование железобетонных конструкций без сцепления арматуры с бетоном: ТКП/ОР/45-5.01-2006.
6. EN 1991-1-7. General Actions – Accidental Actions.
- 7 Тур, А.В К определению динамических коэффициентов для случая внезапного приложения нагрузки // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: сб. тр. 15 Междунар. научн.-метод. семинара: в 2-х т./ под общ. ред. Д.Н. Лазовского и А. А. Хотько. – Новополоцк: ПГУ, 2008 – Т. 1 – С. 116–125.
8. Тур, А.В. Расчет железобетонных балок при внезапном приложении нагрузки с использованием квазистатических диаграмм “нагрузка – динамическое перемещение” // Вестник Брл ТУ. – 2009. – № 1: Строительство и архитектура. – С. 109–116.
9. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – 2003. – 146 с.
10. DIN 4227 Teil 6: Spaunbeton – Bauteile mit Vorspannung ohne Verbund. Ausgabe Mai 1982 BK 1999 II.

ХАРАКТЕРНЫЕ ВИДЫ ИСЧЕРПАНИЯ РЕСУРСА БАЛОЧНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ И СРОКИ СЛУЖБЫ ЭЛЕМЕНТОВ МОСТОВ

Пастушков В.Г.

Техническое состояние эксплуатируемых мостовых сооружений с течением времени ухудшается. Поэтому необходима разработка таких критериев, с помощью которых можно ответить на следующие вопросы:

- Насколько изменяется техническое состояние сооружения с течением времени?

- Как скоро понадобится ремонт элементов моста или его реконструкция?

- На какой срок дальнейшей безаварийной работы мостового сооружения можно рассчитывать?

Игнорирование или не учет накопленного опыта проектирования и особенностей эксплуатации железобетонных пролетных строений неминуемо приводит к появлению хорошо известных дефектов и повреждений.

Опыт эксплуатации железобетонных конструкций мостовых сооружений показывает, что их надежность и долговечность зависят от большого количества случайных факторов, изменяющихся во времени [1].

При обследовании мостов должны быть отмечены и оценены по их значимости имеющиеся неисправности:

- недоделки – незаконченные в соответствии с требованиями проекта работы, подлежащие выполнению;

- дефекты – явные нарушения требований проекта и норм, сказывающиеся на состоянии сооружения;

- повреждения конструкций в результате механических и климатических воздействий (коррозии), приводящих к их старению.

Дефекты принято разделять по стадиям создания конструкции: дефекты изготовления; дефекты транспортирования и монтажа. Повреждения принято разделять в зависимости от причин их возникновения: повреждения от действия нагрузок; повреждения от агрессивных воздействий; повреждения от температурных воздействий и т.п.

В балочной мостовой конструкции бетон отдельных элементов может работать в разных условиях. Особенно в трудных условиях работают слои одежды ездового полотна и плита проезжей части. Бетон плиты подвержен комбинациям сложных силовых воздействий и агрессии воды и солей, проникающих к плите сквозь ненадежную изоляцию.

В процессе строительства и эксплуатации в мостовых сооружениях накапливаются различные дефекты и повреждения, влияющие на их несущую способность и долговечность, однако наиболее уязвимыми к повреждениям являются конструктивные слои проезжей части.

Результаты многолетних исследований показывают, что наиболее распространенными дефектами и повреждениями являются [2,3,4]:

- разрушение мостового полотна (более 60-70 %);

- разрушение бетона барьерного ограждения (70-80%);

- разрушение деформационных швов (60-80%);

- разрушение стыковых соединений – диафрагм, стыков Передерия и др.;
- разрушение железобетонной плиты проезжей части (60-65 %);
- трещины в элементах пролетного строения и опор - силовые, осадочные, технологические (30-35%);
- сколы и раковины в элементах железобетонных конструкций (50-55%);
- недостаточная толщина защитного слоя арматуры (50 %);
- коррозия арматуры элементов пролетного строения из-за отсутствия защитного слоя бетона (65-70 %).

Нормативного документа для установления срока службы элементов мостов в настоящее время в РБ нет, поэтому в таблице 1 приведены ориентировочные значения на основе данных обследований Республики Беларусь, России и Украины.

Таблица 1 – Срок службы элементов мостов

Элементы мостового сооружения	Сроки службы, годы
Покрытие проезжей части	6-7
Гидроизоляция	7-10
Деформационные швы	5-10
Монолитные железобетонные пролетные строения	80
Сборные железобетонные пролетные строения	60
Массивные опоры	100
Опоры из сборного железобетона	60-70
Свайные фундаменты	50-60
Фундаменты всех типов	100
Металлическое перильное ограждение	30
Железобетонное перильное ограждение	25
Резиновые опорные части	25
Металлические опорные части	40

Наиболее долговечными являются фундаменты, срок службы которых не менее 100 лет. Железобетонные пролетные строения имеют срок службы около 40 лет при отсутствии ремонтных работ и 70 лет - при систематическом проведении ремонтных работ. Срок службы элементов проезжей части составляет 5 - 15 лет, и во время эксплуатации их приходится менять несколько раз.

В соответствии с рекомендациями проекта норм Беларуси на проектирование мостов и труб установлены минимальные сроки службы и периоды между капитальными ремонтами и реконструкциями частей мостов и труб (таблица 2).

Введение в нормативные документы требований по проектным срокам службы элементов мостов вызывает необходимость выполнения соответствующих расчетов по их долговечности.

Ресурс балочных железобетонных пролетных строений мостов может быть исчерпан в различных сечениях и зонах бетона и арматуры и по разным причинам.

Срок службы зависит от многочисленных факторов – воздействия среды и нагрузок, характера накопления повреждений в самой конструкции и др.

Вероятно, статистический анализ невозможен без прогноза срока службы в детерминированной форме. Вероятностный анализ позволяет дать оценку степени достоверности полученного результата.

Таблица 2 – Минимальные сроки службы и периоды между капитальными ремонтами и реконструкциями частей мостов

№ п/п	Наименование частей и конструкций сооружений	Долговечность, лет	Периоды между капитальными ремонтами, лет
1	Покрытие проезжей части мостов на республиканских автомобильных дорогах и в городах	7	-
2	Покрытие проезжей части мостов на местных автомобильных дорогах, в сельских населенных пунктах	10	-
3	Гидроизоляция проезжей части мостов	15	-
4	Конструкции железобетонных и стальных пролетных строений	100	30-50
5	Деревянные пролетные строения и опоры	25	10-15
6	Резиновые опорные части	25	-
7	Прочие опорные части	Как для пролетных строений	Как для пролетных строений
8	Железобетонные и металлические опоры и фундаменты	Вдвое больше, чем пролетных строений	Вдвое больше, чем пролетных строений
9	Эксплуатационные устройства	50	15-25

С ростом технической оснащенности специалистов по обследованию сооружений выявлять повреждения в сооружениях становится проще, однако после этого требуется правильная оценка состояния сооружений, которая определяет тактику проведения ремонтных мероприятий. Требуется правильное определение изменения напряженно-деформированного состояния с течением времени сложных пространственных систем, остаточного ресурса элементов пролетных строений и опор и, в случае необходимости, восстановление либо усиление сооружения.

Грузоподъемность пролетного строения или его отдельного несущего элемента определяется как предельная вертикальная подвижная нагрузка, размещаемая на ездовом полотне пролетного строения, которую можно допустить, не нарушая условий прочности, жесткости и трещиностойкости, соответствующих достижению предельных состояний I-й или II-й группы [5].

Класс грузоподъемности каждой группы несущих элементов пролетного строения определяется классом грузоподъемности наиболее слабого элемента этой группы, а всего пролетного строения в целом – классом грузоподъемности наиболее слабой группы или наиболее слабого несущего элемента.

Процедура определения грузоподъемности является важнейшей составной частью комплекса работ, называемого обследованием, в результате которого определяются не только параметры грузоподъемности, но также дается оценка долговечности, разрабатываются рекомендации по режиму пропуска нагрузок, ремонту и, при необходимости, усилению и реконструкции

Разработка метода расчета железобетонных конструкций с учетом фактора времени является дальнейшим развитием метода расчета конструкций по предельным состояниям. В общем случае функции сопротивления $R(t)$ и усилия $S(t)$ для конструктивных элементов описывают случайные процессы и изменяются во времени. Ресурс вычисляется с учетом изменения прочностных характеристик элементов составного сечения, деформационных свойств бетона и арматуры, образования поперечных трещин, нарушения связей между элементами пролетного строения и др. [6].

Компьютерные технологии позволяют более глубоко проводить научные исследования, полнее учитывать в расчетах физические свойства материалов, взаимодействие элементов пролетного строения, условия работы и характер деформирования элементов.

Заключение. 1. Опыт эксплуатации железобетонных конструкций мостовых сооружений показывает, что их надежность и долговечность зависят от большого количества случайных факторов, изменяющихся во времени.

2. Многочисленные обследования мостовых сооружений, проведенные в России, Украине и Беларуси, позволяют с достаточной точностью назначить сроки службы элементов мостов и рекомендовать их для внесения в нормативные документы.

3. В настоящее время наиболее актуальным для Республики Беларусь является не строительство новых, а обновление путем реконструкции эксплуатируемых мостов.

4. Остаточный ресурс и прогнозирование долговечности железобетонных мостов вычисляются с учетом изменения прочностных характеристик и деформационных свойств бетона и арматуры с течением времени, образования трещин в элементах пролетного строения и др.

Список цитированных источников

1. Бондаренко, В.М. Надежность строительных конструкций и мостов / В.М. Бондаренко, Л.И. Иосилевский, В.П. Чирков, – М.: Российская академия архитектуры и строительных наук, 1996. – 220 с.

2. Диагностика транспортных сооружений: учеб. пособие для вузов / И.Г. Овчинников [и др.]; под общ. ред. И.Г. Овчинникова - Саратов: Саратов гос. техн. ун-т, 1999. – 184 с.

3. Мости: конструкції та напінність / Й.Й. Лучко [и др.]; под общ. ред. В.В. Панасюка и Й.Й. Лучко – Львів: Каменяр, 2005 – 989 с.

4. Пастушков, В.Г. Дефекты и повреждения конструкции проезжей части мостов и оценка их влияния на долговечность сооружения / В.Г. Пастушков // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: сб. трудов XII Республиканского научно-технического семинара - Могилев, 2005. – С. 349–354.

5. П2-2000 к СНиП 3.06.07-86: Определение грузоподъемности железобетонных и сталежелезобетонных балочных пролетных строений автодорожных мостов / Комитет по автомобильным дорогам при Министерстве транспорта и коммуникаций Республики Беларусь – Минск: РУП «БелдорНИИ», 2000 – 296 с.

6. Пастушков, В.Г. Оценка изменения напряженно-деформированного состояния конструкции проезжей части мостовых сооружений с учетом фактора времени / В.Г. Пастушков // Вестник академии архитектуры. – 2006. – № 1, – С. 33–38.

УДК 624.012

К РАСЧЕТУ ПРОЧНОСТИ НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Семенюк С. Д., Болошенко Ю. Г.

Введение. В соответствии с СНБ 5.03.01-02 [1] существуют две основные методики расчета нормальных сечений железобетонных элементов: альтернативная модель и деформационная модель.

Альтернативная модель расчета железобетонных конструкций по прочности сечений, нормальных к продольной оси, производится по предельным усилиям с использованием уравнения равновесия всех продольных сил, действующих в рассматриваемом сечении конструкции, и уравнений равновесия моментов относительно выбранных осей при расчетных сопротивлениях материалов. При этом эпюра напряжений принимается в виде прямоугольника (рисунок 1, а) [1].

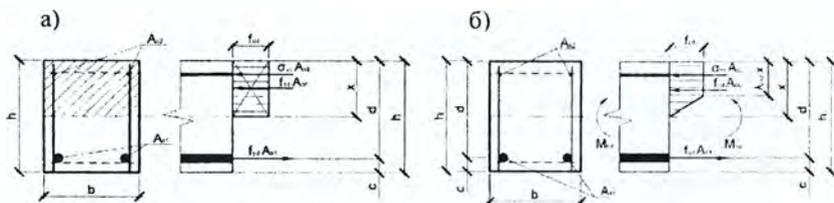


Рисунок 1 – К расчету нормальных сечений железобетонных изгибаемых элементов:
а) по альтернативной модели; б) по упруго-пластической модели

Деформационная модель определения несущей способности железобетонного элемента по нормальному сечению предусматривает шаговый метод последовательных нагружений, на каждом этапе которого реализован итерационный процесс вычисления относительных деформаций в элементарных площадках [2].

При расчете прочности сечений железобетонных конструкций допускается использовать эквивалентную упрощенную билинейную диаграмму деформирования бетона при сжатии согласно [1]. В соответствии с этим в упруго-пластической модели (УПМ) за основу расчета принята трапециевидная эпюра напряжений в сжатой зоне (рисунок 1, б).

Определение предельных усилий в нормальных сечениях по упруго-пластической модели основывается на следующих допущениях: связь между напряжениями и деформациями бетона, а также напряжения и деформации арматуры принимают в виде билинейных диаграмм деформирования; для средних деформаций бетона и арматуры считается справедливым линейный закон распределения по высоте сечений; в качестве расчетного принимают сечение со средней высотой сжатой зоны « x », соответствующей средним деформациям; сопротивление расчетного сечения будет исчерпано, если деформации крайних сжатых волокон бетона или растянутой арматуры достигают предельных значений [3].

Проверка прочности нормальных сечений производится из условия

$$M_u \leq M_{sd} = 0,5f_{ck} b x [(1 + \lambda_c) d - 0,33x \cdot (1 + \lambda_c + \lambda_c^2)] + \sigma_{sc} A_{s2} (d - c'), \quad (1)$$

где M_{sd} – внешний изгибающий момент, кН·м; M_u – предельный изгибающий момент, кН м; f_{ck} – сопротивление бетона сжатию, МПа; b – ширина сечения, мм; x – высота сжатой зоны сечения, мм; d – рабочая высота сечения, мм; σ_{sc} – напряжения в арматуре сжатой зоны, МПа; A_{s2} – площадь поперечного сечения арматуры сжатой зоны, мм²; λ_c – коэффициент пластичности для бетона, вычисляемый по формуле (2) при проектировании конструкций, по формуле (3) при обработке экспериментальных данных.

$$\lambda_c = 0,93 - 0,014 f_{ck}, \quad (2)$$

$$\lambda_c = 0,97 - 0,0077 f_{ck}. \quad (3)$$

Высоту сжатой зоны « x » находят из уравнения

$$A_1 \cdot x^2 + A_2 \cdot x + A_3 = 0; \quad (4)$$

где коэффициенты A_1 , A_2 , A_3 рассчитываются по формулам:

$$A_1 = 0,5 b (1 - \lambda_c^2); \quad (5)$$

$$A_2 = \alpha_m \cdot (A_{s1} + A_{sc}), \quad (6)$$

$$A_3 = -\alpha_m \cdot A_{s1} \cdot d. \quad (7)$$

Во всех случаях должно соблюдаться условие

$$\frac{\alpha_m f_{ck} d}{\alpha_m f_{ck} + 0,02 E_{cd} (1 - \lambda_c)} \leq x \leq \frac{\alpha_m f_{ck} d}{\alpha_m f_{ck} + f_{yk} (1 - \lambda_c)}. \quad (8)$$

При проведении экспериментальных исследований в качестве опытных образцов для исследования работы железобетонных изгибаемых элементов были приняты железобетонные балки, которые нагружались двумя сосредоточенными силами, приложенными в пролете. В расчете по упруго-пластической модели напряжения в растянутой арматуре принимаются по уравнению (9), напряжения в сжатой арматуре σ_{sc} рассчитываются по формуле (10) [5]. При расчете по альтернативной модели $\sigma_{sc} \approx 4 \alpha_m f_{ck}$ [4]. Использование этих формул целесообразно в том случае, если сечение перearмировано или в качестве рабочей принята высокопрочная арматура.

$$\sigma_s = f_{st} = \frac{\alpha_m \cdot f_{ck} \cdot (d - x)}{x \cdot (1 - \lambda_c)}; \quad (9)$$

$$\sigma_{sc} = \frac{\alpha_m \cdot f_{st}}{1 - \lambda_c}. \quad (10)$$

При расчете по альтернативной модели напряжения в продольной арматуре могут быть рассчитаны по формуле (11) с учетом полученной по экспериментальным данным высоты сжатой зоны «х» (значение модуля упругости бетона принимается по результатам линейно-корреляционного анализа [5, 6, 7] в ГПа):

$$\sigma_s = \frac{f_{ck} \cdot 10^3 \cdot (d - x)}{E_c x \cdot (35 + 14 f_{ck})}. \quad (11)$$

Напряжения в сжатом бетоне σ_c и в сжатой арматуре σ_{sc} вычисляются по формулам (12), (13) соответственно [5]:

$$\sigma_c = \frac{\varepsilon_u (1 - \lambda_c) E_c x}{d - x}, \quad (12)$$

$$\sigma_{sc} = \frac{\alpha_m \sigma_c (x - c')}{x (1 - \lambda_c)}, \quad (13)$$

где ε_u – предельные деформации растянутой арматуры:

$$\varepsilon_u = \frac{0,8 \sigma_s}{E_s}. \quad (14)$$

По результатам расчета по деформационной модели были построены график зависимости «Напряжения – относительные деформации» (рисунок 2) и эпюра деформаций в балке (рисунок 3).

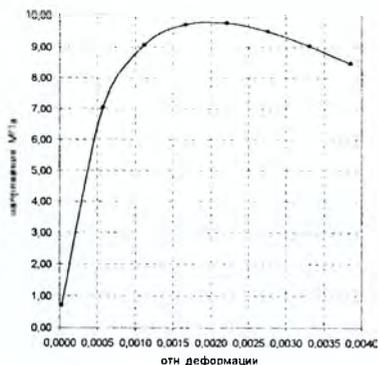
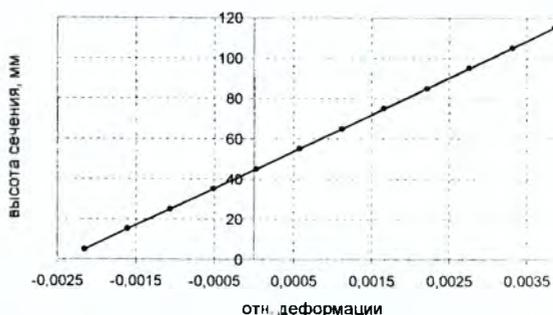


Рисунок 2 – Зависимость «напряжения – относительные деформации» для балки при расчете по деформационной модели для балки Б 2-1

Рисунок 3 – Эпюра деформаций для балки при расчете по деформационной модели для балки Б 2-1



Результаты расчета по альтернативной, деформационной и упруго-пластической моделям, а также результаты обработки экспериментальных данных представлены в таблице 1.

Таблица 1 – Результаты расчета по альтернативной, упруго-пластической и деформационной моделям

Образец	Модель расчета / экспериментальные данные	Сравниваемые параметры					
		высота сжатой зоны х, мм	несущая способность М, кН м	разрушающая нагрузка $R_{разр}$, кН	отклонение от экспериментальных данных, %		
					х	М	$R_{разр}$
Базовая балка Б 2-1	Альтернативная	42,3	5,41	24,3	15,4	13,2	13,2
	УПМ	53,7	6,25	28,1	7,5	0,32	0,32
	Деформационная	58,2	5,86	26,5	15	5,9	5,9
	Эксперимент	50	6,23	28,0	–	–	–
Базовая балка Б 2-2	Альтернативная	45	5,88	26,4	12,8	10,4	10,4
	УПМ	55	6,56	30,2	8,5	2,4	2,4
	Деформационная	60,9	6,25	28,1	16,2	4,7	4,7
	Эксперимент	51	6,56	29,5	–	–	–
Базовая балка Б 1-2	Альтернативная	52	4,15	19,8	10,1	12,2	12,2
	УПМ	58,3	5,03	23,9	0,5	6,4	6,4
	Деформационная	68	4,85	23,1	15	2,7	2,7
	Эксперимент	58	4,73	22,5	–	–	–
Базовая балка Б 1-1	Альтернативная	98	5,7	17,0	24,3	4,8	4,8
	УПМ	67	5,41	16,1	2,8	0,7	0,7
	Деформационная	75	5,29	15,8	11,3	2,8	2,8
	Эксперимент	67	5,44	16,3	–	–	–

Сравнение эмпирических и теоретических данных позволяет сделать вывод о том, что метод расчета сечений, нормальных к продольной оси, для изгибаемых элементов по упруго-пластической и деформационной моделям достаточно точно отражает действительное состояние конструкции, позволяет оценить ее несущую способность и дает при расчете базовых образцов отклонение до 10 % от экспериментальных данных.

Приведенная методика расчета хорошо подходит для расчета эксплуатируемых изгибаемых железобетонных конструкций, так как при обследовании можно замерить геометрические характеристики сечения, неразрушающими методами определить фактическое сопротивление бетона, но нет необходимости устанавливать фактическое напряжение в арматуре, которое может быть вычислено по аналитическим формулам. Это особенно актуально для перearмированных сечений, когда напряжения в арматуре не достигают предельных значений и разрушение конструкции происходит по бетону сжатой зоны или по наклонному сечению.

Список цитированных источников

1. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции. – Минск: Министерство архитектуры и строительства РБ, 2003. – 143 с.
2. Пособие П 1-98 к СНиП 2.03.01-84. Усиление железобетонных конструкций. – Минск: Министерство архитектуры и строительства РБ, 1998. – 190 с.
3. Семенов, С. Д. Железобетонные пространственные фундаменты жилых и гражданских зданий на неравномерно деформируемом основании: монография / С. Д. Семенов. – Могилев: Белорусско-Российский университет, 2003. – 269 с.: ил.
4. Мурашев, В. И. Железобетонные конструкции / В. И. Мурашев, Э. Е. Сигалов, В. Н. Байков. – М.: Госстройиздат, 1962. – 658 с.: ил.
5. Голишев, О. Б. Курс лекции з основ розрахунку будівельних конструкцій і з опору залізобетону / О. Б. Голишев, А. М. Бамбура. – К.: Логос, 2004. – 340 с.
6. Семенов, С. Д. К определению модуля упругости и упруго-пластических характеристик бетона при кратковременном центральном сжатии // Вестник Брестского государственного технического университета. – Брест, 2001. – № 1. – С. 40 – 44.
7. Научно-методический центр «Электронная книга БГУ» [Электронный ресурс]: Блохин А. В. Теория эксперимента: Курс лекций в двух частях: Ч. 1. – Электрон. текст. дан. (1,1 Мб). – Минск, 2003. – Режим доступа: <http://anubis.bsu.by/publications/elresources/Chemistry/bllohin1.pdf>. – Электрон версия печ. публикации, 2002.

УДК 624.01:023.87

РАЗРАБОТКА МЕТОДИКИ ПРОВЕДЕНИЯ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ВЛИЯНИЯ ГЕОМЕТРИЧЕСКИХ РАЗМЕРОВ ЛИСТОВОЙ ФАСОННОЙ АРМАТУРЫ КНЭСК НА ЕГО НЕСУЩУЮ СПОСОБНОСТЬ

Семенов С.Д., Кузменко И.М., Медведев В.Н.

Введение. Высокий уровень развития технического прогресса в строительной отрасли требует создания новых, более долговечных, эффективных и надежных строительных конструкций, позволяющих рационально расходовать выделенные ресурсы, сокращать сроки строительства.

В Белорусско-Российском университете был разработан композитный несущий элемент строительных конструкций (КНЭСК) [1,2]. В работах [3-5] дано описание элемента (рис. 1) и показаны области его применения в сооружениях различного назначения.

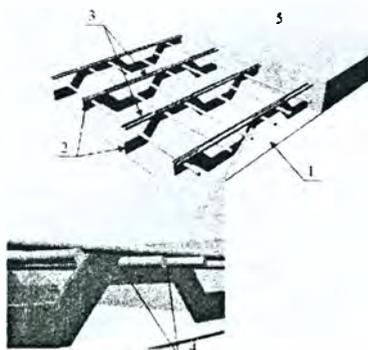


Рисунок 1 – Общий вид КНЭСК

КНЭСК состоит из стальной и бетонной составляющих. В свою очередь стальная составляющая представляет собой стальной лист (1), к которому приварены фасонная листовая (2) и уложена продольная АРМатура (3) на приваренную поперечную (4). Стальная составляющая полностью изготавливается в заводских условиях в виде модулей и приваривается на месте монтажа к несущим конструкциям сооружения. Бетонирование может быть осуществлено после полного монтажа КНЭСК.

В настоящее время работа железобетонных элементов с внешним листовым армированием (к которым можно отнести КНЭСК), является достаточно изученной, но такие уникальные, как КНЭСК, требуют дополнительных исследований по учету влияния составляющих на несущую способность

Основная часть. Для изучения влияния геометрических характеристик поперечного сечения и физико-механических свойств бетона на прочность нормальных и наклонных сечений КНЭСК подготовлен план многофакторного натурного эксперимента с учетом масштабного фактора.

Целью экспериментальных исследований являются:

1. Адаптация существующей методики расчета конструкций с внешним листовым армированием к КНЭСК.

2. Подбор параметров поперечного сечения и физико-механических свойств материалов для минимизации материальных ресурсов при возведении конструкций с использованием КНЭСК.

Для обеспечения корректности, перенесения механических характеристик бетона полномасштабной конструкции на уменьшенную модель, необходимо выполнение условия [3]:

$$L > L_0, \quad (1)$$

где L – меньший размер балочной конструкции,

$$L_0 = 5(d_p + a_m). \quad (2)$$

Здесь d_p – диаметр крупного заполнителя,

a_m – одна средняя прослойка матрицы.

Для выполнения условия корректности диаметр крупного заполнителя (d_p) не должен превышать 20 мм, исходя из этого условия, для получения бетона был использован щебень фракцией 10-20 мм.

Состав бетонной смеси разработан в соответствии с действующими нормативно-правовыми актами, регламентирующими подбор состава для бетонных смесей, опираясь при этом на опыт использования бетона как в отечественной практике, так и за пределами РФ.

В качестве опытных образцов для экспериментальных исследований были выбраны балочные элементы с размерами 1400x150x100 мм, армированные стальным листом толщиной 2 мм с размерами 1400x100x2 мм.

Конструкцию необходимо загружать постепенно, ступенями, не превышающими 10% от разрушающей нагрузки (разрушающая нагрузка предварительно принимается на основании численного эксперимента [4], до условного уровня эксплуатации, равного 0,8Rразр. После этого величину ступени нужно уменьшить до 5%. Для определения численного значения пластических деформаций, после каждой ступени приложения нагрузки, при значении нагрузки 0,8Rразр, необходимо делать выдержку 30 минут.

В процессе проведения экспериментальных исследований КНЭСК измерения деформаций в балочных элементах планируется фиксировать датчиками омического сопротивления и индикаторами часового типа, измерение прогибов опытных образцов и деформаций в призмах индикаторами часового.

Исходя из значений факторов и интервалов варьирования, для упрощения дальнейших вычислений факторы переводятся в нормализованный масштаб:

$$x_i = \frac{X_i - X_{i0}}{\Delta X_i} \quad (3)$$

На основе анализа априорной информации предполагается, что функция отклика аппроксимируется полным квадратным полиномом

$$Y = a_0 + \sum_{j=1}^k a_j \cdot x_j + \sum_{j=1}^k \sum_{r=1}^k a_{jr} \cdot x_j \cdot x_r, \quad (4)$$

где Y – расчетное значение функции отклика;

a_0 – свободный член;

a_j – коэффициент при линейной зависимости;

a_{jr} – коэффициент при парном взаимодействии факторов;

x_j, x_r – исследуемые независимые переменные.

Для построения плана эксперимента выбрана матрица B_4 для четырехфакторного эксперимента, содержащая ядро полнофакторного эксперимента ПФЭ 2^n (n – число факторов).

При выборе факторов варьирования необходимо учитывать отечественный и зарубежный исследовательский опыт в области конструкций с внешним листовым армированием. Так, к настоящему времени глубоко изучено влияние величины внешнего армирования, прочности бетона, высоты поперечного сечения, продольного стержневого армирования в сжатой зоне, что нашло свое отражение в научной литературе, монографиях и нормативных документах; следует уделить особое внимание влиянию геометрических характеристик фасонной арматуры на несущую способность конструкции в целом, т.к. влияние этого элемента является неизученным. Были приняты факторы, имеющие относительные значения, оценивающие влияние величин друг на друга, использование которых позволяет уменьшить количество проводимых опытов. Исходя из вышеперечисленных предпосылок, в качестве факторов варьирования для непрерывного (рис. 2) фасонного армирования были приняты:

x_{11} – толщина фасонной арматуры 1,5...3 мм;

x_{12} – высота фасонной арматуры h_0 70...130;

x_{13} – высота изгиба фасонной арматуры b : 40... 60;

x_{14} – шаг волны L_f : 150...250

нулевой уровень факторов принимается по следующей формуле [5] (значения приведены в относительных единицах и мм):

$$X_{ij}^0 = \frac{X_{j\max} - X_{j\min}}{2}; \quad (5)$$

где:

- i – номер эксперимента;
- j – номер фактора варьирования.

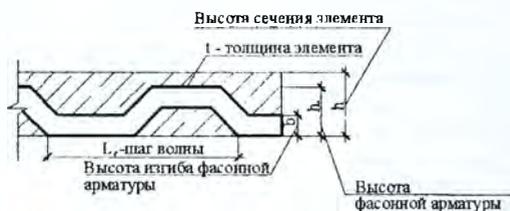


Рисунок 2 – Типы исследуемого фасонного армирования, факторы варьирования КНЭСК

Таблица 1 – Исследуемые факторы, уровни и интервалы варьирования

Исследуемый фактор	Обозначение	Интервал варьирования	Уровни варьирования		
			-1	0	+1
толщина фасонной арматуры (мм)	x_1	1	1	2	3
высота фасонной арматуры (мм)	X_2	30	70	100	130
высота изгиба фасонной арматуры (мм)	X_3	10	40	50	60
шаг волны (мм)	X_4	50	150	200	250

Матрица планирования четырехфакторной модели, на основании которой должны быть проведены экспериментальные исследования, будет иметь вид, приведенный в табл. 2.

Таблица 2 – Матрица планирования четырехфакторной модели

№ опыта	Факторы в кодированных обозначениях				Факторы в натуральном выражении				Примечания
	x_1	x_2	x_3	x_4	t , мм	h_0 , мм	b , мм	L_f , мм	
1	0	0	0	0	2	100	50	200	Ядро плана эксперимента
2	+1	+1	+1	+1	3	130	60	250	
3	-1	+1	+1	-1	1	130	60	150	Центр плана эксперимента
4	+1	-1	+1	-1	3	70	60	150	
5	-1	-1	+1	+1	1	70	60	250	
6	+1	+1	-1	-1	3	130	40	150	
7	-1	+1	-1	+1	1	130	40	250	
8	+1	-1	-1	+1	3	70	40	250	
9	-1	-1	-1	-1	1	70	40	150	Плечо плана эксперимента
10	0	0	0	+1	2	100	50	250	
11	0	0	0	-1	2	100	50	150	
12	0	0	+1	0	2	100	60	200	
13	0	0	-1	0	2	100	40	200	
14	0	+1	0	0	2	130	50	200	
15	0	-1	0	0	2	70	50	200	
16	+1	0	0	0	3	100	50	200	
17	-1	0	0	0	1	100	50	200	

Порядок опытов выбран на основании таблицы случайных чисел [6], что исключает влияние на функцию отклика систематических ошибок. Количество повторных опытов определяли на основании поисковых опытов в соответствии с методикой, изложенной в [7]. Исходя из гипотезы о нормальном законе распределения ошибок эксперимента, при условии $\sigma_p \geq \sigma_1$, число повторных измерений согласно предъявляемому условию определяется из неравенства:

$$\left(Y_i - Y \right) < \frac{t \cdot S}{\sqrt{n}} \quad (6)$$

где Y_i – истинное значение измеряемой величины;

Y – среднее значение измеряемой величины;

S – среднее квадратичное отклонение.

t – нормированное отклонение (коэффициент Стьюдента);

k – число повторных опытов.

Проверка адекватности полученных уравнений регрессии проводили по критерию Фишера.

Заключение. В данной статье приведено описание экспериментальных образцов, описана методика проведения экспериментальных исследований, которые позволят решить следующий круг задач:

1. Обоснование и определение геометрических размеров опытных образцов.
2. Изучение влияния размеров фасонной арматуры на прочность, деформативность и трещиностойкость конструкции.
3. Изучение влияния геометрических размеров элемента на несущую способность.
4. Изучение влияния геометрических размеров фасонной арматуры на сцепление бетона со стальным опорным листом.
5. Определение характера предельного состояния.
6. Определение значимости влияния фактора на несущую способность.
7. Определение деформативности образцов в целом и деформативности контакта между листом и бетоном.

Список цитированных источников

1. Композитный несущий элемент строительных конструкций. Патент РФ № 4082. Зарегистрирован в Государственном реестре изобретений 29.07.1997. Выдан 29.06.2001. Кузменко И.М., Фридкин В.М., Носарев А.В. и др.
2. Композитный несущий элемент строительных конструкций. Патент РФ № 2181406. Опубликовано 20.04.2002, бюллетень № 11. Приоритет с 29.07.1997. Кузменко И.М., Фридкин В.М., Носарев А.В. и др.
3. Карпенко, Н.И. Общие модели механики железобетона – М.: Стройиздат, 1996. – 416 с.
4. Семенюк, С.Д. Численные исследования работы балочных конструкций с внешним листовым армированием / С.Д. Семенюк, В.Н. Медведев // Ресурсоэкономные материалы, конструкции, будвил та споруди.– Вып 17. – Ровно, 2008. – С. 256–264.
5. Тарасик, В.П. Математическое моделирование технических систем. Мн.: ДизайнПРО, – 1997. – 640 с.
6. Хан, Г. Статистические модели в инженерных задачах / Г. Хан, С. Шапиро. – М.: Мир, 1969. – 395 с.
7. Хартман, К. Планирование эксперимента в исследовании технологических процессов / К. Хартман, Э. Лецкий, В. Шеффер. – М.: Мир, 1977. – 552 с.

АВТОМАТИЗИРОВАННАЯ СИСТЕМА КОНТРОЛЯ НАПРЯЖЕНИЙ В КОНСТРУКТИВНЫХ ЭЛЕМЕНТАХ СТРОЯЩЕГОСЯ МОСТА

Тур В.И.

Введение. Город Ульяновск – крупный административный, промышленный и культурный центр среднего Поволжья, расположен на берегах Куйбышевского водохранилища и занимает площадь 230,1 км². По своему географическому положению г. Ульяновск является крупным автомобильно-дорожным узлом, связывающим посредством мостового перехода через р. Волга многие регионы среднего Поволжья с другими экономическими районами России (Центральной части, Урала, Сибири), а также Северного Казахстана.

Существующий (действующий) совмещенный мост через р. Волга в г. Ульяновске был построен в 1913-1916 годах под один железнодорожный путь по расчетным нормам 1907 года. Руслевые опоры заложены на кессонных основаниях, надфундаментная часть сооружена из бутовой кладки, тело опор выше обреза фундаментов облицовано гранитом. После реконструкции моста в 1954-1956 гг. по нему было открыто также автомобильное движение. Мост имеет длину около 2,1 км.

По данным проведенных обследований действующего автомобильного моста (последнее в 1998 г.) его транспортно-эксплуатационное состояние оценивается как крайне неудовлетворительное: грузоподъемность сооружения не обеспечивает пропуск современных большегрузных автомобилей, а его пропускная способность полностью исчерпана.

Объект исследования. В 1986 году в Ульяновске было начато строительство нового моста через р. Волга протяженностью 5,7 км (с подходами 12,0 км), рассчитанного на двухуровневое движение транспорта: внизу две линии скоростного трамвая, вверху – 4 полосы автомобильной дороги. (Рис. 1.)



Рисунок 1 – Поперечный разрез
пролетного строения

Расчетная интенсивность движения составляет 30 тысяч автомобилей в сутки. Стоимость мостового перехода составляет около 800 млн. долларов США. Это будет один из крупнейших мостов Европы. К настоящему времени общее выполнение физических объемов строительно-монтажных работ составляет около 80%. Так уже возведено 24 опоры из 26, закончен монтаж правобережной эстакады, смонтировано и установлено на руслевые опоры 19 пролетов из 25 (Рис. 2.).

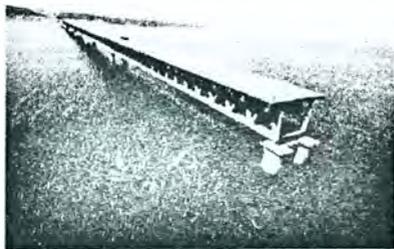


Рисунок 2 – Общий вид пролетного строения

Конструкцию мостового перехода можно разделить на 3 части:

1. Правобережная эстакадная часть, расположенная на устойчивом участке террасированного оползневого склона, в виде железобетонной эстакады (9 пролетов по 25 м).

2. Основная пролетная часть с металлическими пролетными строениями на акватории водохранилища.

3. Эстакадная часть в пределах левобережного подхода к мосту в виде железобетонной эстакады (7 пролетов по 35 м).

Строительство моста ведется в особых условиях, обусловленных следующими природными факторами:

- большая глубина воды в водохранилище Куйбышевской ГЭС (в створе моста до 35 м);

- ширина водохранилища в створе моста 7 км с резким уширением до 20 км с верховой стороны;

- частые штормовые ветры со скоростью, достигающей в порывах 37 м/с;

- значительная амплитуда колебаний уровня воды в водохранилище (до 7 м) в течение года;

- сильное волнение на водохранилище, достигающее 5 баллов при штормовом ветре (высота волн до 3 м);

- продолжительный (до 6 месяцев) ледостав с толщиной льда до 1,2 м в условиях постоянно меняющегося уровня воды, исключающий движение транспорта по льду и производство строительных работ со льда.

Основное строение состоит из 25 пролетов по 221 м. Максимальная высота опор до 60 м от уровня воды.

Пролетное строение образуется двумя вертикальными фермами, объединенными поперечными связями, верхней и нижней ортотропными плитами в пространственный блок. Верхняя ортотропная плита имеет консольные свесы.

В процессе возведения пролетных строений можно выделить три этапа.

На первом этапе пролет собирается на берегу на стапелях, после полной сборки он устанавливается на две плавучие опоры-понтонны и затем с помощью шести буксиров транспортируется к русловым опорам. После установки пролета над опорами понтонны притапливают и пролет ложится на опору.

Второй этап получил название «в навес». Необходимость во втором этапе возникла после того, как высота русловых опор превысила высоту стоек плавучих опор-понтоннов. Монтаж «в навес» применили при возведении девятого по счету пролета. При этом в пролете 9-8 предварительно была возведена проме-

жуточная опора в половине пролета, т.е. на расстоянии 111 м от опоры № 9. Суть этой технологии монтажа заключается в том, что с опоры № 9 начинается монтаж панелей главных ферм и ортотропных плит по нижнему и верхнему поясам. Монтаж ведется с помощью крана «Хитачи» грузоподъемностью 100 т, перемещающегося по верхним поясам. При этом верхние пояса существующих главных ферм пролета 9-10 и возводимых ферм пролета 9-8 объединяются так называемым соединительным элементом, а нижние пояса соответствующих ферм соединяются с помощью анкера (Рис. 3.).



Рисунок 3 – Монтаж пролета 8-9 «в навес»

При достижении фермами возводимого пролета промежуточной опоры и опирания на нее, которая находится на расстоянии 111 м от опоры № 9, производится снятие соединительных элементов, объединяющих верхние и нижние пояса существующих и возводимых ферм. Снятию соединительных элементов предшествует разгрузка соединительных элементов путем поддомкрачивания конца фермы 8-9 опертого на временную опору. После снятия соединительных элементов монтаж оставшейся половины пролета должен продолжиться до выхода пролета на опору № 8.

Последние семь пролетов монтируются с плавучих опор-понтонных и с помощью так называемых гидромодулей. Суть монтажной операции состоит в том, что после того как буксиры подвели к русловым опорам готовый пролет (массой 2500 т) далее он поднимается четырьмя гидродомкратами на проектную высоту и устанавливается на опоры. Высота подъема от уровня воды составляет для различных опор от 30 до 60 м, что связано с большим перепадом высот между правым и левым берегами.

Сооружаемый мостовой переход, как сложное инженерное сооружение, должен надежно безаварийно функционировать, начиная с периода строительства и далее при эксплуатации в течение длительного периода времени и широком спектре воздействий природного и техногенного происхождения.

Зарубежный и Российский опыт строительства столь сложных сооружений говорит о необходимости приборного контроля (мониторинга) в реальном времени технического состояния строительных конструкций пролетного строения, опор, оползневых участков берега, гидро- и метеопроцессов на акватории водохранилища и в атмосфере. Для обеспечения этих условий должна быть разработана концепция системы мониторинга мостового перехода на период строительства и эксплуатации, а в дальнейшем создана служба мониторинга состояния конструкций моста и прилегающих территорий.

Разрабатываемая концепция системы мониторинга предусматривает проведение работ в 2 этапа:

1 этап – создание автоматизированной системы контроля технического состояния конструкций мостового перехода в период строительства.

2 этап – создание автоматизированной системы контроля технического состояния сооружений и конструкций мостового перехода в период эксплуатации с максимальным использованием методологии, методики и технических средств предыдущего этапа.

Работы 1 этапа предусматривают решение следующих задач:

- комплексного инструментального контроля основных характеристик наиболее ответственных элементов конструкции моста в процессе монтажа;
- информационного обеспечения процесса монтажа, принятия решений о соответствии действительных нагрузок и параметров работы конструкций проектным;
- получения экспериментальной информации о геометрических характеристиках конструкций и о напряженно-деформированном состоянии от собственного веса и монтажных нагрузок.

Для реализации задач данного этапа при монтаже пролета 8-9 «в навес» была разработана автоматизированная система контроля напряжений (АСКН) в соединительных элементах возводимого пролета. Соединительные элементы анкерили возводимый пролет к существующему пролету. АСКН состоит из тензодатчиков, трех датчиков температуры, системы измерительной тензометрической СИИТ-03, анеморумбографа М63Р и персонального компьютера. Структурная схема АСКН приведена на рис. 4.

В процессе монтажа пролета 8-9 АСКН отработала в штатном режиме, монтаж прошел в соответствии с разработанной технологической картой.

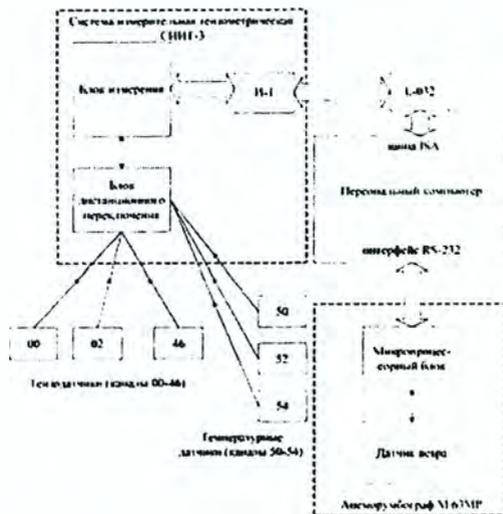


Рисунок 4 – Схема автоматической системы контроля напряжений

ОПЫТ ПРОЕКТИРОВАНИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКОЙ СТРУКТУРНОЙ КОНСТРУКЦИИ СИСТЕМЫ «БрГТУ» НА УНИКАЛЬНЫХ ОБЪЕКТАХ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

Драган В.И.

Введение. Одним из эффективных типов пространственных конструкций для уникальных большепролетных сооружений являются структурные конструкции, в разработке которых Беларусь сегодня имеет несомненный приоритет. В Брестском государственном техническом университете создана новая металлическая структурная конструкция, получившая название система «БрГТУ». Эта металлическая конструкция обладает архитектурной выразительностью и привлекательностью, позволяет перекрывать сооружения пролетом более 150м с различными очертаниями в плане. С увеличением пролета эффективность применения структурных покрытий возрастает. Они пригодны для создания различных форм: плоские покрытия, оболочки, купола. К преимуществам архитектурного плана относится сравнительно малая строительная высота, достигающая $1/20 \div 1/50$ перекрываемого пролета. Покрытие обладает высокой несущей способностью и пригодно для восприятия нагрузок свыше 300 кг/м^2 при пролетах до 100 м.

Структуру «БрГТУ» отличает простота и быстрота сборки конструкции как непосредственно на проектной отметке, так и вблизи строящегося сооружения. Нельзя не отметить и возможную разборность конструкции с последующей ее повторной сборкой на новом месте. К преимуществам этой конструкции относятся высокая индустриальность изготовления основных конструктивных элементов, полная их заводская готовность, однотипность изделий и возможность их широкой унификации не только для отдельных сооружений, но и для зданий с различными пролетами, нагрузками и схемами опирания.

Конструктивные и строительные преимущества структуры системы «БрГТУ» свидетельствуют об экономической целесообразности их применения: сокращению расхода стали до 20%, уменьшению трудозатрат на строительной площадке до 25%, сокращению сроков возведения в 1.5 раза, снижению стоимости до 10% [1].

Конструктивные решения большепролетных структурных покрытий системы «БрГТУ»

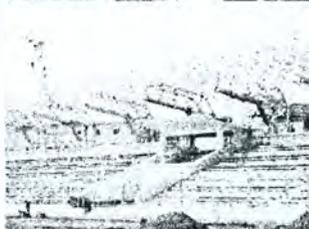
Структурная металлическая конструкция системы «БрГТУ» достаточно быстро получила признание архитекторов, проектировщиков и в настоящее время имеет несомненный приоритет по отношению к другим пространственным конструкциям. Об этом свидетельствует не только факт широкого применения данной конструкции по всей республике в качестве покрытий общественных зданий, культурно-развлекательных и спортивных сооружений, но и то, что данная конструкция была использована при возведении уникальных сооружений, таких как, например, покрытие летнего амфитеатра в г.Витебске.



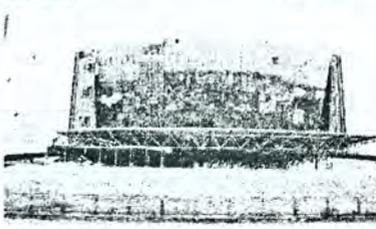
а



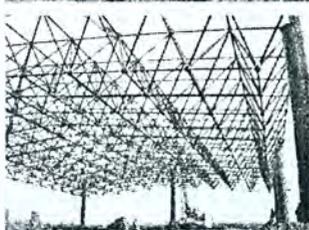
б



в



г



д



е

Впервые структурное покрытие системы «БрГТУ» было применено при строительстве театра эстрады в парке культуры и отдыха в г. Бресте (рис.а).

Структурное покрытие представляет собой пространственную стержневую плиту с ортогональной сеткой поясов с размерами ячеек 1.5x1.5 м. Конструкция имеет размеры в плане 18x22.5 м, высота структурной плиты по осям поясов 1.06м. Все стержни пространственной конструкции имеют одинаковую номинальную длину и состоят из бесшовных круглых труб двух типоразмеров: поясов и раскосов – $\varnothing 76 \times 4$ мм, опорных раскосов – $\varnothing 102 \times 4$ мм. Все узлы выполнены из полых сферы с наружным радиусом 160 мм и толщиной стенки $t=10$ мм. Структурная плита опирается на четыре колонны двух типов – сквозной четырехветвевой из труб сечением $\varnothing 102 \times 6$ мм и сплошной из труб $\varnothing 273 \times 7$ мм – и имеет консольный вылет над сценой на 9.0 м.

Более сложное конструктивное решение применено в конструкции покрытия ледовой арены на 800 мест в г. Пружаны. Такая же конструкция применена на ледовых аренах в г. Кобрине Брестской области, в г.Сморгони Гродненской области, в городах Новолукмле, Лепеле, Глубокое Витебской области (рис.б).

Покрытие представляет собой металлическую пространственную перекрестно – стержневую конструкцию, выполненную в виде предварительно – напряженной прямоугольной плиты. Регулярная пространственная конструкция образована двумя прямоугольными плитами, соединенными в коньке и создающими два ската с уклоном 8° . Структурная плита опирается по контуру крайними узлами

нижнего пояса на сталежелезобетонные колонны с шагом 6 м и образующие в плане прямоугольник с размерами сторон 39х63 м. Ячейки поясов плиты имеют размер 3х3 м, высота плиты в осях – 3 м.

В связи с необходимостью восприятия реакции распора, в уровне опорных узлов нижнего пояса плиты устанавливаются затяжки с шагом 3 м в направлении меньшего пролета.

Все затяжки выполнены из бесшовных горячекатаных труб $\varnothing 127$ мм и толщиной стенки 8 мм. Затяжки включают в работу предварительным натяжением 50 кН. Для сборки покрытия ледовой арены применены две марки узлов системы «БрГТУ»: с толщиной стенки полой сферы 10 мм и наружным диаметром 160 мм и с толщиной стенки 16 мм и наружным диаметром 212 мм. Стержни структурной плиты изготовлены из круглых труб $\varnothing 127 \times 8$ мм, $\varnothing 89 \times 5$ мм, $\varnothing 83 \times 4$.

Интересное конструктивное решение применения структуры «БрГТУ» применено в навесе над западной трибуной стадиона «Спартак» в г. Могилеве. Навес представляет собой структурную плиту размером в плане 131х14 м и высотой 1.41 м, защемленную по длинной стороне на трехветвевых пилонах, установленных с шагом 12 м (рис. в).

Все стержни структурной плиты состоят из бесшовных горячекатаных труб $\varnothing 60 \times 4$, $\varnothing 89 \times 5$, $\varnothing 102 \times 8$. Применено два типа узлов диаметром 160 мм и толщиной 10 мм и диаметром 212 мм и толщиной стенки 16 мм. Опорные пилоны состоят из двух условных конструктивных фрагментов: трехветвевой решетчатой колонны и трехветвевое решетчатого ригеля. Решеткой ригеля являются раскосы и стержни пояса структурной плиты. Такая конструкция сопряжения обеспечивает совместную работу структурной плиты и ригелей и защемляет плиту на опорных пилонах. Сжатая ветвь пилонa запроектирована из двух труб $\varnothing 325 \times 14$ мм соединенных листовыми накладками, растянутые ветви выполнены из труб $\varnothing 325 \times 14$ мм, решетка состоит из труб $\varnothing 121 \times 8$, $\varnothing 219 \times 8$ мм.

Подобную статическую схему имеет структурная плита системы «БрГТУ» над главным входом многопрофильного культурно – спортивного комплекса «Минск – Арена». Структурная плита имеет криволинейное очертание в плане с радиусом примыкания к фасаду здания $R=64.80$ м. С размерами по ширине 17.71 м и длине дуги наружной грани 46.34 м. Криволинейная плита опирается на четыре колонны каркаса здания, четыре колонны в пролете плиты и имеет консоль длиной 6.3 м. Высота структурной плиты 1700 мм, длина ячеек верхнего и нижнего пояса 2530 мм, ширина переменная (2109 мм – 2689 мм). Все стержни запроектированы из бесшовных горячекатаных труб $\varnothing 89 \times 5$ мм, $\varnothing 114 \times 8$ мм, $\varnothing 114 \times 12$ мм, все узлы запроектированы $\varnothing 212$ мм и толщиной стенки 16 мм (рис.г).

Структурная конструкция системы «БрГТУ» является весьма удачной конструкцией для перекрытия спортивных залов, больших пролетов в общественных зданиях. Плоская плита покрытия применена в покрытии универсального спортивного зала многопрофильного спортивного комплекса «Минск – Арена». Структурная конструкция имеет размеры в плане 24х42 м и высоту 2.62 м, опирается по контуру на стены крайними узлами с шагом 3.0 м.

Структурными плитами системы «БрГТУ» перекрыты залы борьбы и игровой зал в здании ДЮСШ №2 г.Калинковичи Гомельской области.

В покрытии здания кафе возле г.Береза на трассе «Брест-Минск» применена структурная конструкция с размерами в плане 18х24 м и высотой 1.5 м (рис. д).

Первое место среди возведенных сооружений с использованием системы «БрГТУ», в виду его уникальности, бесспорно занимает большепролетное покрытие Летнего амфитеатра, запроектированное в металлических конструкциях заводского изготовления. Комбинированная стержневая система состоит из структурной цилиндрической оболочки, усеченной двумя наклонными плоскостями, и подкрепляющих ее девяти вертикальных арок (пять нижних и четыре верхних), двух наклонных арок. Принятая конструкция одновременно конструктивно логична и интересна (рис.е).

Пролет оболочки составляет 120.014 м, ширина покрытия переменная и изменяется от 24.0 м на опорах до 71.0 м в средней части покрытия. Высота подъема осей вертикальных арок над фундаментами составляет 18.5 м, высота покрытия по осям арок 3.32 м [2].

Основными конструктивными экспериментами, обеспечивающими передачу на фундаменты нагрузок и воздействий являются пять нижних и четыре верхних вертикальных арок, между которыми расположена цилиндрическая структурная оболочка. Шаг вертикальных арок составляет 3.0 м, причем верхние вертикальные арки смещены относительно нижних на 1.5 м. Вертикальные арки выполнены в виде пучков, состоящих из трех криволинейных труб $\varnothing 273 \times 10$ мм, объединенных между собой в местах примыкания узлов структуры планками и диафрагмами. Такое решение обеспечивает совместную работу ветвей и передачу усилий с узлов структуры на вертикальные арки.

Вертикальные арки опираются на монолитные железобетонные фундаменты через консоли, которые представляют собой сталебетонные элементы, жестко заземленные в теле фундамента на глубину 1.5 м. Узел сопряжения вертикальных арок и консолей выполнен в виде фланцевого соединения на высокопрочных болтах. Принятая конструкция опирания реализует безшарнирную статическую схему, как для арок, так и для пространственной оболочки в целом. Жесткое сопряжение оболочки с фундаментами обеспечивает требуемую жесткость и пространственную неизменяемость покрытия, высокую надежность и большие запасы несущей способности, а также позволяет применить простую конструкцию опорных узлов.

Наклонные арки являются обрамляющими элементами структурной оболочки и представляют собой плоские серповидные фермы с решеткой их круглых труб.

В связи с существенной асимметрией поверхности оболочки относительно продольной оси, проходящей через центр тяжести вертикальных арок и фундаментов со стороны большей консоли установлены две сквозные трехветвевые колонны. Конструктивное решение сопряжения оголовка колонны со структурной оболочкой разработано таким, чтобы на колонну передавалось только вертикальное усилие. Опорный узел структурной оболочки может свободно перемещаться в горизонтальном направлении благодаря двум фторопластовым пластинам толщиной 10 мм, уложенным между опорной плитой узла структурной оболочки и оголовком колонны.

Главная роль для создания архитектурной привлекательности и конструктивной целесообразности сооружения отводится структурной оболочке системы «БрГТУ». Радиус нижней поясной сетки по центрам узлов $R=106.98$ м, высота сечения оболочки 2.51 м, размер ячеек верхней поясной сетки 3.0×3.0 м. Структур-

ная оболочка воспринимает внешние нагрузки по всей площади покрытия и передает опорные реакции на вертикальные и наклонные арки и колонны, обеспечивает совместную работу всех конструкций покрытия, выполняет функцию решетки пространственной арки.

Конструкция стержней и узлов структурной конструкции системы «БрГТУ».

Система «БрГТУ» отличается от других систем конструктивными решениями узлов и стержней, обладает научной и технической новизной и защищена 13 патентами на изобретение [3].

Узел структуры состоит из полого шара с отверстиями, в которые устанавливаются высокопрочные болты для соединения стержней.

Полый шар собирают из двух полусфер, полученных путем горячего прессования из листового проката. В полусферах высверливаются отверстия необходимого диаметра под высокопрочные болты.

Внутренние и наружные шайбы имеют сферическую поверхность с радиусом, равным внутреннему и наружному диаметру шара соответственно. В отверстия со стороны полости полусфер устанавливаются на сферических шайбах высокопрочные болты. На высокопрочные болты с наружной стороны устанавливаются наружная сферическая шайба и две гайки: силовая гайка, контргайка. Далее производят сварку полусфер стыковым швом с разделом кромок полуавтоматической или автоматической сваркой в среде углекислого газа.

Важная роль в данном узле отводится шайбам. Сферические поверхности внутренней и наружной шайбы, примыкающие к шаровой поверхности, имеют радиусы, равные соответственно внутреннему и наружному радиусу шара. Данная конструкция шайб обеспечивает центрирование стержней на центр узла при закручивании силовой гайки, благодаря совмещению поверхностей контакта шайба – сфера.

Следует отдельно отметить, что выполнение в стенке полого шара отверстия с диаметром, превышающим диаметр болтов, обеспечивает возможность поворота болтов при сборке на угол α , что значительно упрощает сборку и позволяет снизить точность изготовления узла и стержня конструкции (рис. 1).

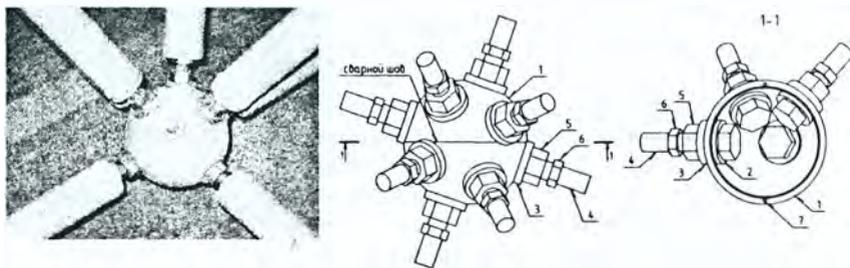


Рисунок 1 – Узловой элемент системы «БрГТУ»

- 1–полусфера; 2–внутренняя шайба с выпуклой поверхностью;
3–наружная шайба с вогнутой поверхностью; 4–болт; 5–силовая гайка;
6–контргайка; 7–центрирующий штифт

Диаметр шара, толщина стенки шара, диаметр, марка стали высокопрочных болтов и гаек, толщина и размеры сферических шайб назначаются исходя из величины усилий, возникающих в стержнях структуры.

Стержни структуры изготавливаются из круглых бесшовных труб. Для их соединения с болтами узлов в торцы труб устанавливаются и привариваются по контуру специальные круглые гайки с резьбовыми отверстиями.

Принятые конструктивные решения позволяют достаточно точно и однозначно выделить характер и направления силового потока в узле. Передача усилия со стержневого элемента на болт происходит через резьбовое соединение гайки стержня и болта. Контргайка служит только для стопорения стержневого элемента, а ее работой при передаче симметричного усилия пренебрегают. Передача усилия с болта на стенку узла зависит от знака усилия и происходит в следующей последовательности. Сжимающее усилие в стержне через резьбу передается на силовую гайку, далее на наружную шайбу и через нее – на стенку шара. Усилие растяжения передается с головки болта на внутреннюю шайбу, а далее на стенку шара.

Важным конструктивным достоинством структурной системы «БрГТУ» является возможность регулировать зазор между гайками в узле, что позволяет компенсировать неточности изготовления деталей, включить в работу абсолютно все стержни конструкции и создать начальное полезное усилие в стержнях пространственной системы.

Особенности расчета напряженно-деформированного состояния структурной системы «БрГТУ».

Конструктивная особенность системы «БрГТУ», применение сферических толстостенных узлов позволяют допустить при расчете гипотезу о шарнирном соединении узлов и значительно упростить статическую схему. Была разработана конечноэлементная модель, которая позволяет учесть особенности действительной работы структурной конструкции. Стержни структурной оболочки описываются пространственными стержневыми конечными элементами, в каждый узел конструкции вводятся только три связи (W , U , V), исключающие только линейное смещение узлов, а в стержнях возникают только продольные усилия. Сравнение численных расчетов с результатами натурных испытаний больших размеров фрагментов, большепролетных покрытий Летнего амфитеатра в Бресте, Ледового дворца в Пружанах, Летнего амфитеатра в г. Витебске показал, что все стержни центрально растянуты или сжаты, расчетные и экспериментальные значения хорошо соответствуют друг другу в пределах, не превышающих $5\div 10\%$, незначительные изгибающие моменты в стержнях обусловлены случайными эксцентриситетами, связанными с разностенностью труб и местными погибами труб, возникшими при прокатке.

При расчетах устойчивости стержней структуры «БрГТУ» предлагается принимать в качестве расчетной длины длину между центрами узлов. Конструкция узла реализует очень близкое к шарнирному примыкание стержня. В момент потери устойчивости обнаружен поворот болта в отверстии полого шара, что дает возможность назначать свободную длину стержня, как расстояние между сечениями с нулевыми моментами исходя из классического его понимания.

Проведены исследования работы стержней на сжатие в составе натурной конструкции. Несущая способность сжатого стержня определялась по критерию достижения им в процессе нагружения точки нулевой отпорности, при котором сжимающая сила в элементе достигает максимума, называется критической, а последующее деформирование – закритическим и характеризуется уменьшением сжимающего усилия.

Построены экспериментальные кривые отпорности для стержней структуры с гибкостью $\lambda=110$; $\lambda=90$; $\lambda=70$. Сравнение экспериментальных критических усилий в стержнях, с расчетными критическими усилиями, полученными по методикам СНиП II-23-81*, показало превышение экспериментальных значений над расчетными. Расчет сжатых стержней структурных конструкций системы «БРГТУ» по СНиП II-23-81* обеспечивает запас несущей способности в 1.2 – 1.4 раза.

Достижение в растянутом стержне предела текучести стали приводит к перераспределению приращения растягивающего усилия на другие растянутые стержни. Конструкция продолжает воспринимать нагрузку.

Анализ конструктивного решения узла структурной конструкции системы «БРГТУ» позволил установить, что его несущая способность должна определяться исходя из несущей способности высокопрочных болтов и несущей способности толстостенной сферы. Высокопрочные болты расчленились по условию $N_{max} \leq 0.5R_{bun} \cdot A_{bn}$.

Было исследовано напряженно – деформированное состояние толстостенной сферы с отверстиями и подкрепляющими шайбами, нагруженной локальными нагрузками от усилий в стержнях структуры. Разработана конечно – элементная модель, проведено ее экспериментальное подтверждение на натуральных испытаниях узлов при одноосном и двухосном нагружении. Был выполнен численный анализ напряженно – деформированного состояния полого шара с отверстиями и подкрепляющими шайбами при многоосном нагружении локальными нагрузками и установлены закономерности распределения напряжений и деформаций в зависимости от диаметра и толщины полого шара, размеров подкрепляющих шайб, величины локальных нагрузок. Установлено, что при любых соотношениях усилий в стержнях структуры исчерпание несущей способности узла происходит всегда в результате развития пластических деформаций стали в кольцевой зоне вокруг шайб, сопровождающихся выпучиванием или вдавливанием стенки шара при растяжении или сжатии соответственно. Появление пластических деформаций, изменяющих форму шара в других зонах, либо образование трещин в его стенке, не происходит.

Разработана достоверная методика определения несущей способности узлов структурной конструкции, основанная на сопоставлении максимального усилия, действующего на узел, с максимальным допускаемым усилием, назначенным на основании диаграммы деформирования («нагрузка – деформация») при одноосном растяжении или сжатии полого шара с отверстиями и подкрепляющими шайбами. За допускающую нагрузку на узел принимаются значения $N=0.6N_{прео}$.

Разработан сортамент узлов с различными диаметрами и толщиной полых шаров, размерами подкрепляющих шайб и высокопрочными болтами, для восприятия усилий в стержнях структуры от 100 до 1000 кН. Предложенная конструкция узлов обеспечивает высокую надежность по сравнению с конструктивными решениями («Меро», «Мархи» и др.) за счет исключения одинаковых и конструктивных эксцентриситетов, включения в работу всех стержней, обеспечения требуемой точности сборки и проектного положения структурной конструкции.

Список цитированных источников

1. Драган, В.И. Разработка методов расчета напряженно – деформированного состояния сложных стальных и сталежелезобетонных конструкций при нестационарных силовых и не силовых воздействиях/ В.И. Драган, Н.Н. Шалобыга, А.В. Мухин, В.В. Люстибер // Сборник научных трудов II международного научно-практического семинара по реализации задач ГПОФИ «Строительство и архитектура», Минск, 19-21 сентября 2007 г.: в 3 т. – Минск т. I. – С. 224–242.

2. Драган, В.И. Конструктивные решения и основные результаты расчетов большепролетного металлического покрытия Летнего амфитеатра в г. Витебске / В.И. Драган, А.В. Мухин, И.В. Зинкевич, В.А. Лебедев, Н.Н. Шалобьга, Л.Г. Головки, А.Б. Шурин, В.В. Люстибер, А.В. Мигель // Строительная наука и техника – 2007. – № 3(12) – С. 18–29.

3. Узел соединения полых стержней пространственного каркаса: пат. 2489 Респ. Беларусь, E04B 1/58/ В.И. Драган, А.А. Левчук, Н.Н. Шалобьга, В.Н. Пчелин; заявитель Брестский гос. ун-т. – № 20050458, заявл. 21.07.2005; опублик. 28.02.2006 // Афишный бюл. / Нац. центр интелтуал уласнасц. – 2006. – № 1. – С. 194.

УДК 624.012.45

МЕТОДИКА РАСЧЕТА НА ПРОЧНОСТЬ НОВОГО УЗЛА СОЕДИНЕНИЯ СТЕРЖНЕВЫХ ЭЛЕМЕНТОВ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ СТРУКТУРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ТИПА «БрГТУ»

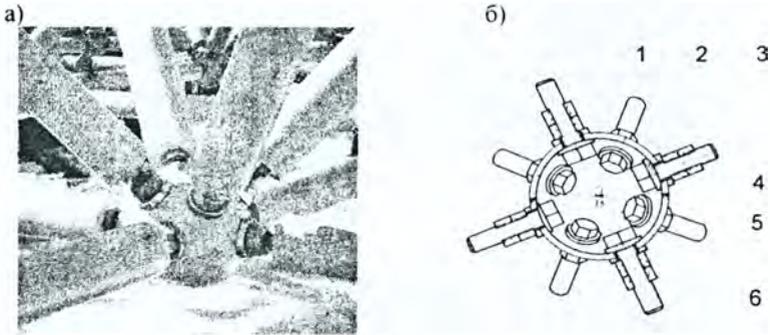
Шалобьга Н. Н., Драган В.И., Шалобьга Т.П.

Введение. Применение легких металлических структурных конструкций покрытий и перекрытий в современном строительстве следует признать недостаточным при несомненных и очевидных достоинствах данного типа конструкций по сравнению с другими пространственными и плоскими системами. В последнее время в Республике Беларусь появилась потребность в большепролетных структурных покрытиях, но их проектирование сдерживалось несколькими объективными причинами, а именно: сложностью формообразования, малой изученностью работы данных конструкций в реальных условиях, несовершенством имеющихся конструктивных решений узловых соединений стержневых элементов их высокой стоимостью и сложностью изготовления [1], в совокупности с отсутствием проверенных и эффективных методик их расчета.

Как известно, пригодность к эксплуатации пространственной структурной конструкции определяется не только несущей способностью и деформативностью стержней, но и данными показателями для узловых сопряжений. Если для стержневых элементов имеется возможность применения в расчетах известных зависимостей, то для узловых соединений приходится выполнять достаточно сложные расчеты, основываясь или только на упрощенных инженерных зависимостях, или производить дорогостоящие натурные испытания данных соединений или конструкции в целом. При этом следует отметить отсутствие в нормативных документах по проектированию металлических конструкций каких-либо рекомендаций по расчету узловых соединений.

Конструктивное решение узлового соединения «БрГТУ»

В Брестском государственном техническом университете была создана новая металлическая структурная конструкция, получившая название система «БрГТУ», отличающаяся от известных структурных систем конструкцией узлового соединения и стержня структуры [1, 5]. Узловой элемент «БрГТУ» в законченном изготовленном виде представляет собой полый толстостенный шарсферу с отверстиями в стенке, в которые устанавливаются на сферических шайбах высокопрочные болты, имеющие возможность вкручиваться в специальные гайки трубчатых стержней [5]. Данный узловой элемент относится к наиболее технологичному типу узловых систем – комбинированному, но имеет ряд преимуществ, выгодно отличающих его от уже используемых [1, 5].



а) общий вид, б) поперечный разрез
 1 — полусфера, 2 — внутренняя шайба с выпуклой поверхностью;
 3 — наружная шайба с вогнутой поверхностью; 4 — болт,
 5 — силовая гайка; 6 — контргайка
 Рисунок 1 — Узел структурной конструкции типа «БрГТУ»

Методика расчета на прочность и конструирования узла «БрГТУ»

Анализ конструкции узла «БрГТУ» установил, что для обеспечения несущей способности узла необходимо обеспечить несущую способность высокопрочного болта, высокопрочной гайки и несущую способность поллой сферы с отверстиями.

Диаметр и марка стали высокопрочных болтов, как и для большинства комбинированных узловых элементов, назначается исходя из величины усилий, действующих в стержнях структурной конструкции, и могут быть определены достаточно простыми и известными зависимостями, приведенными в нормативных документах [2, 3]. В узловом элементе типа «БрГТУ» высокопрочный болт рассчитывается только исходя из условия работы на восприятие растягивающих усилий, и поэтому его прочность определяется по следующей зависимости [2, 3]:

$$N \leq R_{bh} A_{bn} \cdot \gamma_b, \quad (1)$$

где R_{bh} — расчетное сопротивление растяжению высокопрочных болтов;

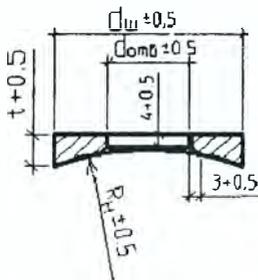
A_{bn} — площадь сечения болта нетто;

γ_b — коэффициент условий работы соединения [2].

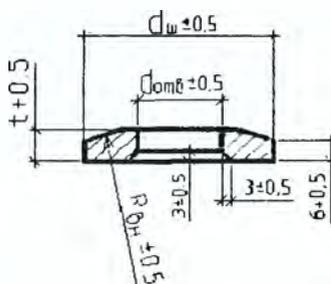
Определив из условия площадь сечения высокопрочного болта по таблице 61 [2] принимаем его диаметр. Диаметр отверстий в сфере назначается таким образом, чтобы они были на 1 мм больше диаметра болта.

Важной особенностью конструкции узла является применение под высокопрочные болты специальных шайб со сферическими, обращенными к шару поверхностями (рисунок 2). Данная конструкция шайб обеспечивает центровку стержней на центр узла при закручивании силовой гайки, исключая появление эксцентриситетов.

а)



б)



а – наружная шайба с вогнутой поверхностью;

б – внутренняя шайба с выпуклой поверхностью

Рисунок 2 – Специальные шайбы со сферическими поверхностями

Диаметр подкрепляющих шайб назначается согласно рекомендаций [6] и таблицы 1. Окончательные конструктивные размеры подкрепляющих шайб могут быть уточнены в процессе расчета толстостенной полой сферы с отверстиями узлового элемента на основании исследований [5]. Конструкция и размеры подкрепляющих шайб должны соответствовать размерам указанным на рисунке 2 и приведенным в таблице 1.

Полый шар с отверстиями в стенке является с точки зрения аналитического расчета очень сложной системой, в которой напряженно-деформированное состояние зависит от многих факторов: диаметра сферы, толщины его стенки, диаметра и мест расположения отверстий, характера приложения нагрузок и т.д.

Как показали данные экспериментальных исследований и проведенные численные расчеты различных КЭ-моделей сфер основными напряжениями, определяющими напряженное состояние полой сферы, являются меридиональные напряжения. В этом случае, при действии локальной силы F , направленной вдоль оси отверстия радиусом $r_{отв}$, подкрепленного шайбой радиусом r , прилегающая к шайбе область оболочки подвержена действию изгибных напряжений [4, 5], распространяющихся вдоль меридиана на длину зоны краевого эффекта, размер которого зависит от геометрического фактора оболочки $\sqrt{R \cdot h}$ (рисунок 3).

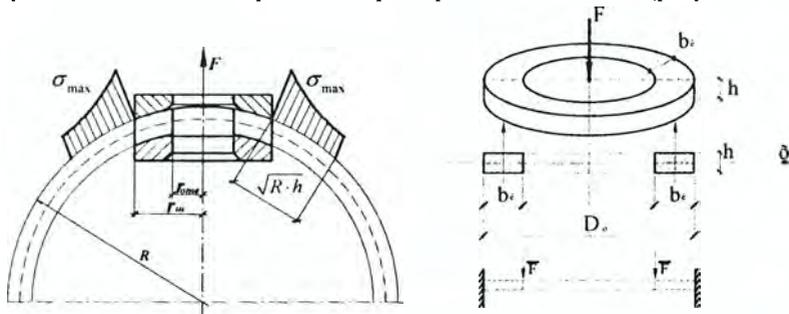


Рисунок 3 – Расчетная схема к определению усилий в оболочке

Принимая условную работу зоны краевого эффекта оболочки подобной работе кольцевой пластины на жестких опорах и считая ширину такого кольца b , пропорциональной протяженности зоны краевого эффекта, по аналогии с напряженно-деформированным состоянием кольцевых пластин в первом приближении для определения максимальных нормальных напряжений в зоне краевого эффекта может быть использована следующая зависимость:

$$\sigma_{\max} = \frac{k \cdot F_{\max}}{\gamma} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (2)$$

где γ – геометрический параметр, равный $\frac{\sqrt{R \cdot h} \cdot h^2}{r_{\text{ш}}}$,

R – внешний радиус сферы,

$r_{\text{ш}}$ – радиус подкрепляющей шайбы.

Коэффициент k определялся на основании расчетов численных моделей сфер, с различными геометрическими характеристиками (толщиной и радиусом), при их одноосном нагружении сосредоточенной силой $F=100$ кН, а так же на основании экспериментальных данных при аналогичном нагружении. Зависимость коэффициента k от ширины зоны краевого эффекта приведена на рисунке 4.

В таком случае связь между расчетной несущей способностью F_{\max} и геометрическими характеристиками сферы узла можно записать следующим образом:

$$F_{\max} = \frac{1}{k} \cdot \gamma \cdot R_y \cdot \gamma_c. \quad (3)$$

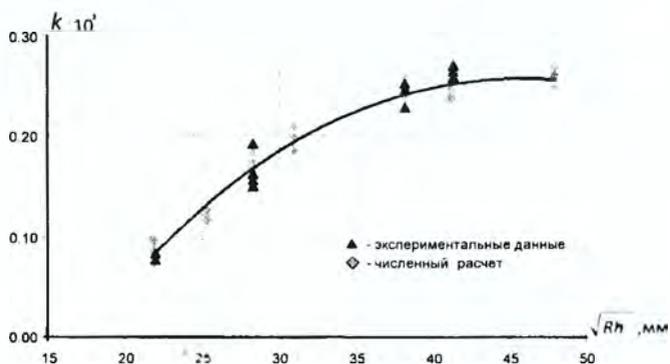


Рисунок 4 – Зависимость коэффициента k от геометрических характеристик сферы узла

Построив график зависимости $F_{\max} \sim \gamma$ (рисунок 5), можно определить расчетное значение несущей способности узла в упругой области работы материала.

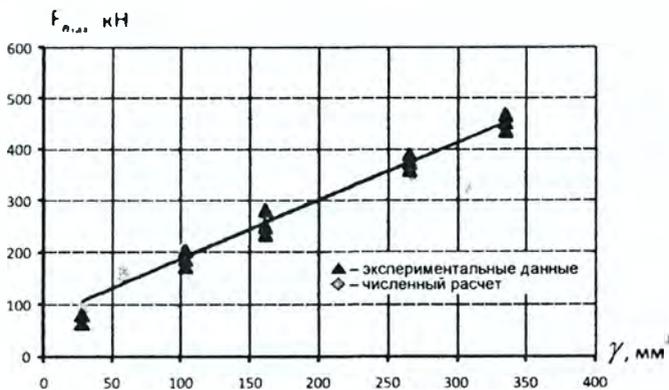


Рисунок 5 – Зависимость расчетной несущей способности узла от его геометрических параметров

Как показало сопоставление расчетных и экспериментальных данных, использование полученного геометрического параметра γ [5] позволяет определить уровень максимальных нагрузок для сфер узловых элементов «БРГТУ» с точностью, достаточной для проектирования структурных конструкций.

Согласно произведенным экспериментальным и численно-теоретическим исследованиям, составлен следующий сортамент узлов типа «БРГТУ», нашедших практическое применение более чем в 15 объектах, построенных на территории Республики Беларусь [5].

Таблица 1 – Сортамент узлов структурной конструкции типа «БРГТУ»

Геометрические характеристики узла								Максимальное усилие, $F_{max}, \text{кН}$
Полый сферы			Высокопрочных болтов	Подкрепляющих шайб				
Радиус R, мм	Толщина h, мм	Радиус отверстия, $r_{отв}, \text{мм}$	Марка стали	Диаметр, мм	Диаметр $d_n, \text{мм}$	Диаметр отверстия $d_{отв}, \text{мм}$	Толщина l, мм	
50	10	8,5	30Х3МФ, 40Х «селект»	16	38	17	10	170
80	6	12,5		24	56 63	25	10	60
80	10	12,5		24	56 63	25	10	180
80	12	12,5		24	56 63	25	10	270
104	14	12,5 15,5		24 30	56 63	25 31	10	340
106	16	15,5		30	63	31	10	450

Список цитированных источников

1. Драган, В.И. К вопросу эффективности узлового соединения структурных конструкций / В.И. Драган, Н.Н. Шалобьга // Вестник БрГТУ. Строительство и архитектура – 2006 – № 1 (37). – С. 127-130.
2. СНиП II-23-81*. Нормы проектирования. Часть II. Стальные конструкции – М.: Стройиздат, 1990. – 136 с.
3. Рекомендации по проектированию структурных конструкций / ЦНИИСК им В.А. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1984. – 304 с.
4. Чернышев, Г.Н. Асимптотические методы в теории оболочек (сосредоточенные нагрузки) / Г.Н. Чернышев // Сб.: Тр. VII Всес. конф. по теории оболочек и пластинок. – М.: Наука, 1966.
5. Шалобьга, Н.Н. Напряженно-деформированное состояние узла из полого шара новой металлической структурной конструкции: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Н.Н. Шалобьга. – Брест, 2009. – 24 с.
6. Государственный стандарт союза СССР Шайбы класса точности С к высокопрочным болтам: ГОСТ 22355-77*. – Введ. 01.01.79. – М.: Изд-во стандартов, 1987. – 3 с.

УДК 625.142.4: 624.042

ОБ ИСПОЛЬЗОВАНИИ ПОКАЗАТЕЛЕЙ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА ПРИ ОСЕВОМ РАСТЯЖЕНИИ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ БЕТОННЫХ ТРУБ

Шепелевич Н.И.

Введение. Бетонные трубы широко применяются в практике строительства самотечных канализационных коллекторов. Так, бетонные безнапорные трубы по ГОСТ 20054-82 (диаметром от 100 до 1000 мм) изготавливали с заданными геометрическими параметрами. Несущая способность труб обеспечивалась заданной прочностью бетона на осевое растяжение [1]. СТБ 1163-99 так же были предусмотрены аналогичные трубы, геометрические размеры и прочностные характеристики которых устанавливались рабочими чертежами [2].

В 2000 и 2003 год РУП «Институт БелНИИС» были разработаны выпуски №2 и №4 типовой серии БЗ.008.1-1 на бетонные безнапорные трубы с внутренним диаметром от 100 до 600 мм. Трубы были запроектированы как изгибаемые элементы, несущая способность которых обеспечивается прочностью бетона на растяжение путем применения соответствующего класса бетона по СНиП 2.03.01[3].

Производство бетонных безнапорных труб диаметром 150 – 300 мм было налажено в ОАО «Трест № 15 «Спецстрой» (г. Минск) методом виброформования, а труб диаметром 300-400 мм – на РУП «Спецжелезобетон» (г.Микашевичи) по технологии вибропрессования. Если говорить о зарубежной практике, то, например, DIN V 4032 предусмотрены бетонные трубы диаметром от 100 до 1500 мм, и данные трубы в больших объемах производятся в Германии [4].

С введением в действие СНБ 5.03.01 возникла необходимость переработки рабочих чертежей труб. Так как в СНБ отсутствуют классы бетона по прочности при осевом растяжении, то расчетное сопротивление бетона на растяжение принимают в зависимости от класса прочности бетона при осевом сжатии (при $\gamma_c = 1,8$) [5]. При этом значения расчетного сопротивления бетона на растяжение получаются существенно ниже, чем в случае применения соответствующих

классов бетона. Так, для бетона класса С25/30 расчетное сопротивление бетона при осевом растяжении составляет 1,0 МПа, соответствующее же значение для бетона класса Вt2.4 – 1,85 МПа.

Для обеспечения несущей способности бетонных труб необходимо увеличить толщину их стенок. Согласно СНБ 5.03.01 следует так же устанавливать конструктивную арматуру. Наличие каркаса, расположенного в зоне срединной поверхности труб, существенно (в 1,5...2 раза) удлиняет время укладки бетона в форму, что отражается на их стоимости.

На наш взгляд, установка арматурных каркасов в трубах диаметром 150-400 мм приведет лишь к расходу арматурной стали и снижению объемов производства. Десятилетний опыт производства бетонных безнапорных труб диаметром 150 – 300 мм ОАО «Трест № 15 «Спецстрой» подтверждает их качество и надежность.

Основная часть. Расчет бетонных безнапорных труб по ГОСТ 20054-82 был выполнен еще по СНиП II-21-75 [6], как бетонных изгибаемых элементов, к которым предъявляются требования I категории по трещиностойкости. Условие прочности продольных сечений стенки трубы имеет вид:

$$M \leq k R_p \cdot W_T; \quad (1)$$

где M – максимальный изгибающий момент, возникающий в продольном сечении стенки трубы от действия внешней нагрузки;

R_p – расчетное сопротивление бетона при осевом растяжении, принимаемое в зависимости от марки бетона по прочности на осевое растяжение;

W_T – момент сопротивления продольного сечения стенки трубы с учетом пластических свойств бетона, принимаемый равным $bh^2/3,5$;

h – толщина стенки трубы.

В СНиП 2.03.01 использовалась аналогичная методика расчета, с отличием лишь в том, что расчетное сопротивление бетона на растяжение R_p принималось в зависимости от класса прочности бетона на осевое растяжение (нормативного сопротивления) [3].

В СНБ 5.03.01-02 для расчета бетонных изгибаемых элементов используется формула аналогичная (1), в которой расчетное сопротивление бетона на осевое растяжение $f_{сид}$ принимаются в зависимости от класса прочности бетона при осевом сжатии при коэффициенте безопасности $\gamma_c = 1,8$.

В таблице 1 приведены сравнительные технические характеристики бетонных безнапорных труб диаметром 150-500 мм первой группы по несущей способности, расчет которых выполнен по различным методикам.

Таблица 1

Диаметр трубы, мм	ГОСТ 20054-82			СНиП 2.03.01-84			СНБ 5.03.01-02		
	Марка бетона	R_p кгс/см ²	h, мм	Класс бетона	R_{bt} МПа	h, мм	Класс бетона	$f_{сид}$	h, мм
150	P25	15	30	B,2.0	1,55	30	C20/25	0,833	45
200	P25	15	35	B,2.0	1,55	35	C20/25	0,833	50
300	P30	18	45	B,2.4	1,85	45	C25/30	1,0	65
400	P30	18	55	B,2.4	1,85	55	C25/30	1,0	75
500	P30	18	65	B,2.4	1,85	65	C25/30	1,0	90

Таким образом, при расчете на прочность бетонных труб методике по СНБ 5.03.01, толщина их стенки увеличивается в $\approx 1,4$ раза. Следует отметить, что в

таблице 1 представлены технические характеристики бетонных труб первой группы (самой низкой) по несущей способности. При проектировании безнапорных труб второй и третьей группы по несущей способности по методике СНБ 5.03.01-02 потребуется (для сохранения соотношения толщин стенок 1,4) применение бетонов классов не ниже С30/37.

Опыт производства бетонных труб диаметром 150-300 мм показывает, что выполнение приемо-сдаточного контроля прочности бетона (отпускной и проектной) на осевое растяжение не представляет существенных проблем. Так, например, трубы диаметром 300 мм второй группы по несущей способности изготавливали из мелкозернистого бетона класса В_{2.4}. Контроль (приемно-сдаточный) прочности бетона на осевое растяжение производился по методике ГОСТ 10180 с использованием бетонных призм 10х10х40 см. [7]. При этом средняя прочность мелкозернистого бетона на растяжение при изгибе составляла 4,8...5,2 МПа.

Известно, что показатель прочности бетона на растяжение важен не только для расчета, но и для оценки качества структуры бетона. Так, в [8] дефектность структуры бетона предлагается оценивать отношением его прочности при сжатии к прочности при растяжении. Современные технологии производства труб (вибропрессование и радиальное прессование) обеспечивают получение стабильные характеристики прочности бетона на растяжение, и данный показатель может быть рекомендован в качестве контролируемого при производстве труб [9].

В таблице 2 приведены результаты испытаний контрольных образцов бетонных труб диаметром 300 и 400 мм.

Таблица 2

Марка трубы	Толщина стенки, <i>h</i> , мм	Класс бетона	Контр. нагрузка, $P_{ср}$ кН/м	Разрушающая нагрузка, кН/м	Средняя прочность $f_{ср}$, МПа
БТ30.10-1	55	В _{1.6}	28,4	33,5	2,19
БТ30.10-2	55	В _{2.4}	39,2	44,2	2,90
БТ30.25-1	55	В _{1.6}	28,4	34,6	2,27
БТ30.25-2	55	В _{2.4}	39,2	46,8	3,07
БТ40.25-1	60	В _{2.0}	34,3	40,5	2,88
БТ40.25-2	60	В _{2.8}	47,1	50,3	3,58

Трубы марок БТ30.10-1 и БТ30.10-2 изготовлены методом виброформования из мелкозернистого бетона (ОАО «Трест № 15 «Спецстрой») с расходом цемента (М500) около 550 кг/м³, а трубы марок БТ30.25-1, ..., БТ40.25-2 изготовлены методом вибропрессования (РУП «Спецжелезобетон») из обычного тяжелого бетона при расходе цемента около 400 кг/м³. Испытание труб произведено трехлинейной нагрузкой по методике СТБ 1163 (см. рис. 1).

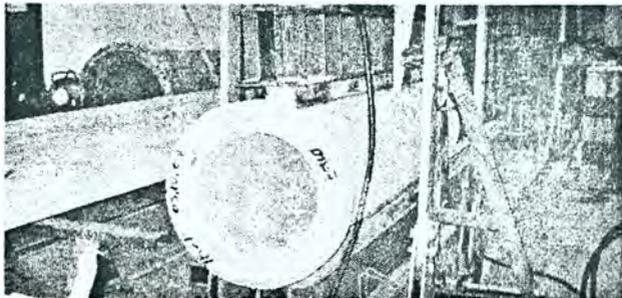


Рисунок 1 – Испытание бетонной трубы марки БТ30.25-2

Разрушение труб носило хрупкий характер, т.е. при образовании первой же трещины труба (практически мгновенно) разламывалась на четыре сегмента (см. рис. 2).



Рисунок 2 – Характер разрушения бетонной трубы

При заданной схеме нагружения значение максимального изгибающего момента M_{crc} на единицу длины трубы, определяется по формуле

$$M_{crc} = 0,318 P_{crc} r_m; \quad (2)$$

где P_{crc} – значение предельной нагрузки на единицу длины трубы;

r_m – радиус срединной поверхности трубы.

Предельный момент трещиноустойчивости сечения стенки трубы M_{crc} , определяется по формуле

$$M_{crc} = f_{ctm} h^2 / 3,5; \quad (3)$$

где f_{ctm} – среднее сопротивление бетона осевому растяжению;

h – толщина стенки трубы.

Таким образом, зная предельное значение контрольной нагрузки, с помощью зависимостей (2) и (3) можно определить среднее значение прочности бетона на осевое растяжение непосредственно в изделии. Как видно из таблицы 2, фактические значения прочности бетона на осевое растяжение обеспечивают восприятие проектных нагрузок и в основном (за исключением трубы марки БТ40.25-2) соответствуют принятому проектному классу бетона. Фактическая прочность бетона на осевое растяжение в трубе диаметром 400 мм второй группы по несущей способности (БТ40.25-2) составила 3,58 МПа, что $\approx 3\%$ ниже проектной (при этом труба выдержала испытания нагружением).

Выводы.

1. Расчет и проектирование бетонных безнапорных труб следует вести с использованием показателя прочности бетона при осевом растяжении.

2. В рабочих чертежах и технических условиях на трубы следует приводить значение расчетного сопротивления бетона на осевое растяжение, принятое при проектировании той или иной марки трубы, а в процессе производства труб осуществлять его контроль по ГОСТ 10180 и статистической обработке результатов испытаний бетона.

Список цитированных источников

1. Трубы бетонные безнапорные. Технические условия: ГОСТ 20054-82. – М.: Издательство стандартов, 1985. – 27 с.

2. Трубы бетонные и железобетонные безнапорные. Общие технические условия: СТБ 1163-99. – Введ. 7.06.1999. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 1999. – 33 с.

3. Betonrohre und Formstucke. Maße. Technischerbedingungen: DIN 4032. – 1990. – 19 s
4. Бетонные и железобетонные конструкции: СНиП 2.03.01-84. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 79 с.
5. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. – Минск: Минстройархитектуры. 2003. – 139 с.
6. Бетонные и железобетонные конструкции: СНиП II-21-75. – М.: Стройиздат, 1976. – 90 с
7. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам: ГОСТ 10180-90. – М.: Издательство стандартов, 1990. – 45 с.
8. Грушко, И.М. О физических основах прочности бетона при растяжении / И.М. Грушко // Вопросы теории и технологии железобетона. – Харьков. – 1972. – С. 11-14
9. Тевелев, Ю.А. Железобетонные трубы Проектирование и изготовление / Тевелев Ю.А. – М.: Изд. Ассоциации строительных вузов, 2004. – С. 86-96.

УДК 624.014.2

НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК С ПОЛОГИМ ОТГИБОМ ЧАСТИ ПРОДОЛЬНОЙ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ АРМАТУРЫ

Малиновский В. Н., Шалобыта Н.Н., Холодарь Б.Г.

Введение. Повышение трещиностойкости железобетонных балочных конструкций осуществляется путем создания предварительного обжатия бетона при помощи рабочей арматуры. Традиционно для этих целей используются прямолинейные продольные стержни, располагающиеся в нижней зоне сечения балок. Данный подход существенно сказывается на трещиностойкости нормальных сечений, но практически не оказывает влияния на трещиностойкость наклонных сечений. Для повышения трещиностойкости наклонных сечений целесообразным является обжатие бетона в вертикальном направлении. Создать такое обжатие эффективно возможно при помощи перевода (отгиба) части продольной арматуры из нижней зоны в пролете в верхнюю на опорах. Благодаря отгибу решаются и другие важные вопросы: рассредоточивается напрягаемая арматура по торцу балки, уменьшается вероятность образования горизонтальных трещин на ее концевых участках, улучшаются технико-экономические показатели конструкции, прежде всего за счет снижения арматуры на поперечное армирование в виде хомутов и поперечных стержней, улучшаются условия бетонирования опорных зон балок [2, 3, 4].

В отечественных нормах [1] отгибы отнесены к одному из видов поперечного армирования, однако роль их в оценке сопротивления действию внешних усилий имеет неоднозначность и даже определённую противоречивость. Наличие поперечной и отогнутой арматуры, по мнению большинства исследователей, приводит к уменьшению угла наклона диагональных трещин, образующихся в опорной зоне балок и, вследствие этого, при применении оценки прочности наклонных сечений по методу стержневой модели («ферменной аналогии») несущая способность сжатого подкоса выше несущей способности растянутого опорного раскоса, что не удовлетворяет заложенным принципам данного метода. Кроме того, при отсутствии поперечного армирования стержневая модель оценки несущей способности наклонных сечений норм [1], неприменима в целом, так как ортогональная поперечная арматура, заменяющая растянутый раскос условно выделенной из балки фермы, отсутствует.

Принятые отечественные нормы [1] позволяют производить расчет прочности наклонных сечений и по двум другим методикам: на основе расчетной модели наклонных сечений (метод предельных усилий) и используя упрощенный деформационный метод расчета.

Согласно расчетной модели наклонных сечений обеспечение прочности наклонных сечений по поперечной силе обеспечивается сопротивлением бетона как сплошного тела, так как концептуально принято, что при отсутствии поперечной арматуры разрушение по наклонным сечениям происходит одновременно с образованием наклонной трещины. Однако наличие полого отгиба по всему пролету среза отодвигает момент разрушения балки после образования магистральных наклонных трещин [4].

В наибольшей степени учет роли отогнутой арматуры в сопротивлении действующим усилиям возможен при использовании упрощенного метода деформационной модели расчета прочности наклонных сечений норм. При данном подходе расчет прочности на действие поперечных сил основывается на учете «вклада» бетона, поперечной и отогнутой арматуры одновременно.

Согласно условиям этого метода [1] прочность по наклонным сечениям оценивается по выражению:

$$V_{sd} \leq V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,sy} \quad (1)$$

Поперечное усилие, воспринимаемое наклонным сечением (V_{Rd}), включает в себя поперечное усилие воспринимаемое поперечным армированием ($V_{Rd,sy}$) и бетоном ($V_{Rd,c}$), которое определяется величиной главных растягивающих напряжений:

$$i_{Rd,s} = \sigma_1 \cdot b_w \cdot l_m \quad (2)$$

Определяющим параметром при нахождении главных растягивающих напряжений является ширина раскрытия диагональных трещин w , которая зависит от главных растягивающих ϵ_1 и главных сжимающих ϵ_2 деформаций, а также продольных деформаций ϵ_x в уровне продольной растянутой арматуры

$$\epsilon_1 = \epsilon_x + [\epsilon_x - \epsilon_y] \cot^2 \theta \quad (3)$$

$$w = \epsilon_1 \cdot S_{m\theta} \quad (4)$$

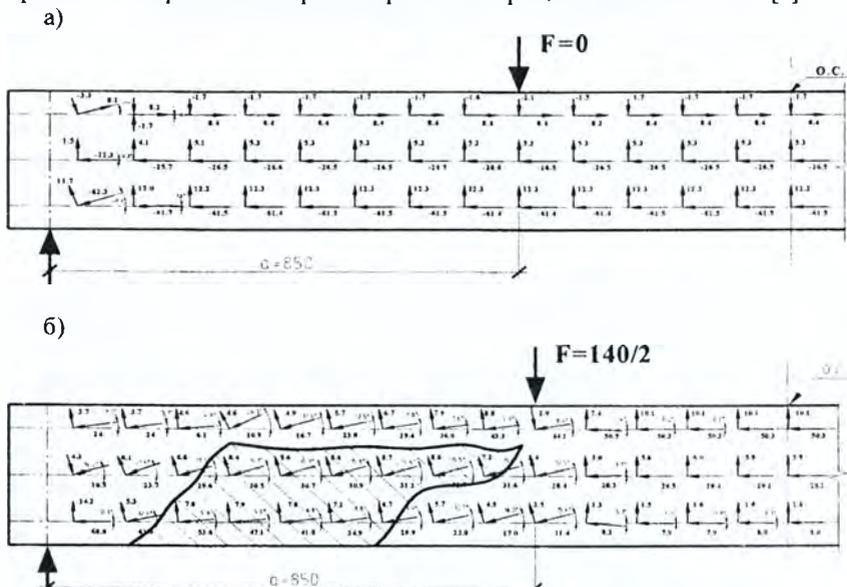
Как видно из условия (2, 3), для определения прочности по условию 2 необходимо установить величину угла наклона диагональных трещин θ . Для упрощения расчетных процедур допускается при определении θ пользоваться таблицей 7.1 [7], либо графическими зависимостями (рисунок 7.12) [7]. Однако данная таблица и графические зависимости могут использоваться только для элементов с продольной прямолинейной арматурой, а для элементов с отогнутой преднапряженной арматурой неприменимы. В этой связи, задача исследования заключалась в определении отличительных особенностей параметров напряженно-деформированного состояния балок с полого отогнутой арматурой, в сравнении с балками, имеющими прямолинейную арматуру.

Методика и объект исследования. Исследование напряженно-деформированного состояния (НДС) проводилось путем сравнения параметров НДС балок с прямолинейной (БП) и отогнутой (БО) арматурой. В качестве метода решения задачи принято конечно-элементное моделирование с использованием на первом этапе вычислительного комплекса «MSC.visualNastran for Windows». Сравнительный анализ проводится на железобетонных балках длиной 3,0 м с расчетным пролетом 2,7 м армированных рабочей арматурой из четырех напрягаемых стержней диаметром 14 мм класса S800 (размещение в два ряда с рабочей высотой сечения $d=250$ мм). В балках с отогнутой арматурой (БО) стержни верхнего ряда в третях пролёта переведены из нижней зоны к верхней грани опорного сечения под углом 12° .

Задание в расчетах предварительного напряжения в балках обеспечивалось пу-

тем создания разности температур материалов – арматуры и бетона [5]. Необходимый уровень температуры устанавливался путем сравнения максимального выгиба в моделируемой балке после создания в ней преднапряжения, с выгибом, полученным в данных экспериментальных балок работы [4]. Для анализа напряжённо-деформированного состояния балок принято сопоставление главных деформаций.

На рисунках 1 – 2 приведены величины и направления главных деформаций для балок с прямолинейной (БП) и отогнутой (БО) арматурой на двух стадиях загрузки: после окончания обжатия $2F=0$ и при нагрузке $2F=140$ кН, при которой происходит образование первых нормальных трещин в балках БП и БО [4].

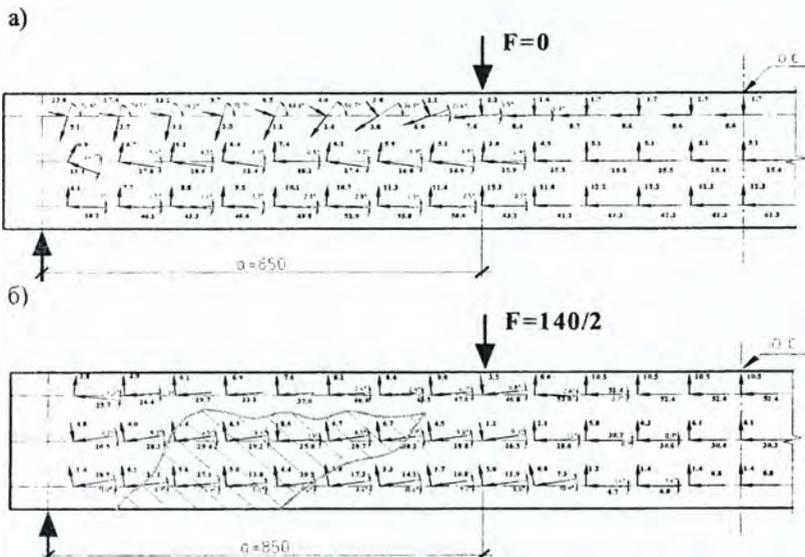


а) на стадии предварительного обжатия бетона, б) на стадии загрузки
Рисунок 1 – Направление и величины главных деформаций ($\epsilon \cdot 10^5$) в балке БП

Из рисунка 1а следует, что при обжатии бетона в нижней и средней частях сечения по всей длине балки БП с предварительно напряжённой прямолинейной арматурой векторы главных деформаций сжатия имеют одинаковую величину и направлены горизонтально. В верхней зоне сечения по всей длине балки величины главных деформаций растяжения преобладают над деформациями сжатия.

С приложением внешней нагрузки (рисунок 1б) изменение напряжённо-деформированного состояния соответствует общим представлениям о работе балки: в нижней части сечения горизонтальные главные деформации сжатия, вызванные усилиями предварительного обжатия, уменьшаются и переходят в деформации растяжения, а в верхней – главные деформации растяжения сменяются деформациями сжатия, значения которых возрастают. Одновременно, соответственно, перпендикулярные им главные деформации растяжения – внизу, уменьшаются и переходят в деформации сжатия, а деформации сжатия – сверху, изменя-

ются незначительно. В средней же части сечения приопорной зоны балки (на рисунке 1б эта зона выделена) с ростом внешней нагрузки величины главных деформаций сжатия изменяются (увеличиваются) незначительно, однако направления их принимают вполне определённую ориентацию – «опора – пролётный груз», а угол наклона к продольной оси составляет $15,5^{\circ}$ - 16° . Значения главных деформаций растяжения в этих точках увеличиваются с ростом нагрузки и, достигая предельных значений, создают условия для образования наклонных трещин, начинающихся в средней трети высоты сечения, так как величины главных деформаций растяжения в средней трети высоты сечения превалируют над одноимёнными деформациями нижней зоны [5].



а) на стадии предварительного обжата бетона, б) на стадии загрузки
Рисунок 2 – Направление и величины главных деформаций ($\epsilon_c \cdot 10^{-5}$) в балке БО

В балках БО (рисунок 2а) наличие преднапряжённой отогнутой арматуры изменяет характер напряжённо-деформированного состояния при предварительном обжатии и отразилось на работе балки при действии внешней нагрузки. Если у нижней грани балки после окончания обжата векторы главных деформаций сжатия направлены почти горизонтально, то в средней трети высоты сечения опорной зоны векторы сжатия имеют направление к точке приложения усилия в отогнутой арматуре, и угол наклона к продольной оси балки составляет $-8^{\circ} \div -9^{\circ}$. С приложением внешней нагрузки в приопорной зоне в середине высоты сечения главные деформации сжатия и растяжения практически не изменяют своих значений. Данное обстоятельство значительно уменьшает возможность образования наклонных трещин, начинающихся в средней трети высоты сечения. С приложением нагрузки происходит поворот главных площадок против часовой стрелки. Угол наклона к продольной оси деформаций сжатия при действии нагрузки в зоне возможного появления магистральной наклонной

трещины (на рисунке 2б данная зона выделена) составляет только 8.5° . Исключения составляют величины и угол наклона главных деформаций бетона, находящегося на траектории отогнутой арматуры, где параметры НДС значительно отличаются по величине от одноименных параметров вне траектории арматуры. Тем не менее, поворот главных площадок в средней трети высоты сечения опорной зоны в балках с отогнутой арматурой, практически соответствует углу поворота площадок для балок с прямолинейной арматурой. Однако направление главных деформаций сжатия в балках БО более пологое к продольной оси элемента, чем в балках БП [5].

Следует отметить, что при численном моделировании не получены параметры НДС и картина их изменения, в соответствии с правилами сопряжения, в бетоне, точки которого находятся на траектории трассировки отогнутой напрягаемой арматуры. Одной из причин данного обстоятельства, на наш взгляд, является нечеткость моделирования сути преднапряжения путем задания разности температур бетона и арматуры и невозможность учесть использованным вычислительным комплексом такой важной особенности железобетона, как сцепление арматуры с бетоном. В этой связи, и с целью выяснения влияния отмеченных параметров на напряженно-деформированное состояние рассчитываемых балок, был разработан вариант моделирования и составлена программа расчета балок на ПЭВМ на языке DELPHI, позволяющая компенсировать неучтенные особенности расчетной схемы, принятой применительно к вычислительному комплексу «MSC.VisualNastran for Windows».

В составленной программе расчета расчетная схема балки представлена в виде совокупности различных конечных элементов (КЭ) – треугольных для бетона и линейных для арматуры. Арматура связана с бетоном при помощи специальных связующих элементов (СЭ), допускающих взаимные сдвиги арматуры относительно бетона, имитирующих сцепление арматуры с бетоном. Принятая модель позволяет связать КЭ бетона и арматуры при различной длине линейного КЭ арматуры. Длина КЭ прямолинейной не отогнутой напрягаемой и ненапрягаемой арматуры равна размеру треугольного КЭ бетона, и связь КЭ осуществляется в каждом узле сетки по длине арматуры. Длина отогнутой части арматуры принята такой, что связь узлов арматуры выполняется через два или три КЭ бетона.

Связующие элементы (СЭ), соединяющие узлы бетона и прямолинейной арматуры, имеют одну податливую связь (тип 1), направленную вдоль арматурного стержня, а СЭ, соединяющие наклонную часть отогнутой арматуры с бетоном (тип 2), имеют две также податливые связи по направлению координатных осей.

Усилия от предварительного натяжения арматуры прикладывались как внешняя сжимающая сила к крайнему КЭ у торца арматуры. Нагрузка от внешнего загрузения прикладывалась к узлам расчетной схемы.

Другие особенности составленной программы: разработка расчетной модели балки, способ расположения связующих элементов, задание жесткостей связующих элементов, подготовка исходной информации и оформление результатов расчета подробно рассмотрены в работе [6].

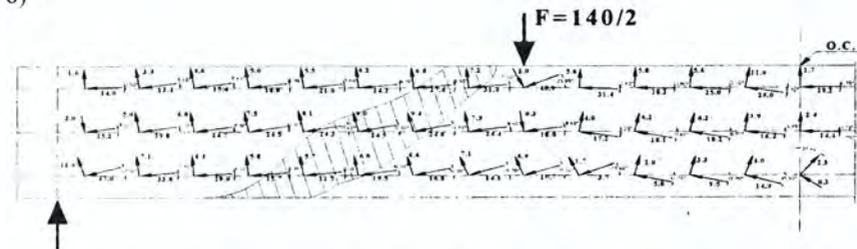
На основании сравнения расчетных данных, полученных по результатам расчета по вычислительному комплексу «MSC.VisualNastran for Windows» (рисунок 2) и по разработанной программе (рисунок 4), выявлены сходство и отличия в на-

пряженно-деформированном состоянии балок с полого отогнутой преднапряженной арматурой. Общая картина по направлению и величинам главных деформаций ($\epsilon_y \cdot 10^3$) в балке с отогнутой арматурой, полученных по результатам расчета по разработанной программе и по вычислительному комплексу «MSC. VisualNastran for Windows» как на стадии предварительного обжатия бетона, так и при загрузении внешней нагрузкой при совместном действии сил обжатия бетона, соответствуют общим принципам работы балки, но и имеются отличия, связанные, прежде всего, с особенностями принятой расчетной модели. Учет в разработанной программе усилий предварительного обжатия бетона путем приложения внешних усилий к арматуре и моделирования сцепления при помощи специальных связующих элементов, позволяющих учесть влияние взаимных сдвигов арматуры и бетона на уровне условной поверхности контакта, сказывается на величинах и углах наклона главных деформаций опорных зон балки как на стадии предварительного обжатия, так и при совместном действии внешних сил и сил обжатия бетона. Принципиальных отличий в деформированном состоянии бетона балки, расположенного по направлению трассировки отогнутой арматуры по данным расчетов по составленной программе не имеется.

а)



б)



а) на стадии предварительного обжатия бетона; б) на стадии загрузки
 Рисунок 3 – Направление и величины главных деформаций ($\epsilon_y \cdot 10^3$) в балке с отогнутой арматурой, определенные по разработанной программе расчета

При обжатии бетона в балке, рассчитанной по составленной программе, векторы главных деформаций сжатия в средней части высоты сечений опорных зон (зон среза) наклонены больше к точке приложения усилия в отогнутой арматуре (углы наклона составляют $10,1 - 12,1^\circ$, рисунок 3 а) по сравнению с данными, полученными расчетом по вычислительному комплексу «MSC. VisualNastran for Windows» (углы наклона $8,5 - 9,2^\circ$, рисунок 2 а). С приложением внеш-

ней нагрузки векторы главных деформаций сжатия бетона опорных зон балки, полученные с помощью разработанной программы, наклонены у продольной оси в большей степени (угол наклона 9,1 -13,7°, рисунок 4б), чем в балках, рассчитанных по вычислительному комплексу «MSC. visualNastran for Windows» (угол наклона 8,1-9,3°, рисунок 2 б). Полученные данные расчетов как по вычислительному комплексу, так и по составленной программе позволяют определить траекторию и место расположения магистральной наклонной трещины, что дает возможность правильно составить расчетную схему при разработке методики расчета прочности наклонных сечений железобетонных изгибаемых элементов с пологим отгибом продольной преднапряженной арматуры.

Выводы. По результатам анализа установлено:

1. При обжатии бетона в балках с полого отогнутой арматурой векторы главных деформаций сжатия в средней части высоты сечения направлены к точке приложения усилий в отогнутой арматуре. При приложении внешней нагрузки векторы главных деформаций сжатия балок с полого отогнутой арматурой наклонены к продольной оси в меньшей степени, чем в балках с прямолинейной арматурой. В стадии нагружения в балках с отогнутой арматурой образование магистральной наклонной трещины ожидается с нижней зоны сечения и проекция наклонной трещины на продольную ось имеет большую величину в сравнении с балками с прямолинейной арматурой.

2. Общая картина по направлению и величинам главных деформаций ($\epsilon_b \cdot 10^{-3}$) в балке с отогнутой арматурой, полученных по результатам расчета по разработанной программе и по вычислительному комплексу «MSC. Visual Nastran for Windows» как на стадии предварительного обжатия бетона, так и при нагружении внешней нагрузкой при совместном действии сил обжатия бетона, принципиальных отличий не имеет, но учет в разработанной программе усилий предварительного обжатия бетона путем приложения внешних усилий к арматуре и моделирования сцепления при помощи специальных связующих элементов, позволяющих учесть влияние взаимных сдвигов арматуры и бетона на уровне условной поверхности контакта, сказывается на величинах и углах наклона главных деформаций опорных зон балки.

3. При обжатии бетона в балке, рассчитанной по составленной программе, векторы главных деформаций сжатия в средней части высоты сечений опорных зон (зон среза) наклонены больше к точке приложения усилия в отогнутой арматуре (углы наклона составляют 10,1° -12,1°) по сравнению с данными, полученными расчетом по вычислительному комплексу «MSC. VisualNastran for Windows» (углы наклона 8,5° -9,2°).

4. По данным расчета по составной программе при обжатии бетона в зоне возможного появления наклонных трещин векторы главных сжимающих и растягивающих деформаций имеют большую величину и изменяются устойчиво с небольшим нарастанием от торца к средней части балки. В балке, рассчитанной по вычислительному комплексу [6] в бетоне, расположенном в непосредственной близости к траектории отогнутой арматуры значения главных деформаций занижены на величину до 20% от одноименных данных в точках, удаленных от траектории арматуры.

5. С приложением внешней нагрузки изменение напряженно-деформированного состояния, по данным расчета по составленной программе и по вычислительному комплексу, соответствует общим представлениям о работе балки. При этом, по данным вычислительного комплекса, в средней части высоты сечения приопорной зоны балки величины главных сжимающих деформаций изменяются в сторону уменьшения в меньшей степени, а главные растягивающие деформации практически не изменяются. По данным составленной программы изменение главных сжимающих и растягивающих деформаций происходит таким образом, что создаются условия для образования наклонной трещины, начинающейся в средней трети высоты сечения по узкой полосе.

6. Величины и направления векторов главных деформаций, полученных по составленной программе, как при обжатии бетона, так и при приложении внешней нагрузки находятся в лучшей сходимости с одноименными данными, полученными экспериментальным путем [4].

Список цитированных источников

1. СНБ 5.03.01-02 «Бетонные и железобетонные конструкции». Стройтехнорм. 2002. – С. 274.
2. Междуэтажные перекрытия переменной высоты тепловых и атомных станций / В.Ф. Старостин, Ю.К. Тригачев, Л.В. Сасонко [и др.] / Бетон и железобетон / – 1986. – № 1. – С. 8-10.
3. Чупак, Н.М. Работа железобетонных балок с отогнутой преднапрягаемой арматурой / Совершенствование строительных конструкций и строительного производства. – Кишинев: Штиинца. – 1984. – С. 76–81.
4. Малиновский, В.Н. Сопротивление предварительно напряженных балок из высокопрочного бетона с отогнутой стержневой арматурой при изгибе с поперечной силой: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / В.Н. Малиновский; Ленинградский инж.-стр. инс-т. – Ленинград, 1988. – 24 с.
5. Малиновский, В.Н. Влияние предварительнонапряженной полого отогнутой арматуры на напряженно-деформированное состояние железобетонных балок / В.Н. Малиновский, Б.Г. Холодарь, Н.Н. Шалобьга // Вестник БрГТУ. – 2008. – № 1(49): Строительство и архитектура. – с. 74–77.
6. Малиновский, В.Н. Численное исследование напряженно-деформированного состояния в железобетонных балках с предварительно напряженной полого отогнутой арматурой / В.Н. Малиновский, Н.Н. Шалобьга, П.В. Кривицкий // Вестник БрГТУ Строительство и архитектура. – 2009. – № 1.
7. Железобетонные конструкции. Основы теории расчёта и конструирования // Учебное пособие для студентов строительных специальностей; под редакцией проф. Т.М. Пецольда и проф. В.В. Тура – Брест: БГТУ, 2003. – 380 с.

УДК 624.012

ДЕФОРМАЦИОННЫЙ МЕТОД РАСЧЕТА В ОБЕСПЕЧЕНИИ НАДЕЖНОСТИ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Уласевич В.П., Костюк О.В.

Введение. Независимо от строительного материала, из которого будут изготовлены строительные конструкции зданий и сооружений, они должны быть запроектированы так, чтобы была обеспечена *достаточная степень надежности* при возведении, эксплуатации или при оценке их технического состояния [1]. При этом требуемая степень надежности должна учитывать:

а) причины и формы вероятного разрушения, с учетом возможного проявления неблагоприятных сочетаний воздействий, свойств материалов, изменения геометрических параметров и своевременного принятия мер для ограничения последствий разрушения;

б) степень риска для жизни людей, экономический ущерб и социальные затраты, которые могут возникнуть в результате проявления исключительных, но прогнозируемых воздействий или воздействий окружающей среды;

в) обоснованную возможность оценки риска от неточностей, возникших в результате ошибочного выбора расчетной модели или метода ее расчета, недостаточно точно оценивающих действительную работу конструктивной схемы.

Условия, необходимые для обеспечения в процессе проектирования требуемой степени надежности, должны быть однозначно прописаны в соответствующих нормативных документах с учетом всех возможных предельных состояний первой (по безопасности) и второй (по пригодности к нормальной эксплуатации) групп применительно к конкретным видам конструкций (металлических, железобетонных, деревянных). При этом в нормативных документах (СНБ, ТКП) для каждого вида предельного состояния разрабатываются *расчетные модели*, адекватно соответствующие принятой конструктивной схеме с учетом свойств конструктивных материалов и геометрических параметров ее элементов.

В контексте с вышесказанным исключительно важным и своевременным следует считать принятый в Республике Беларусь СТБ ISO 2394-2007 [1], идентичный (IDT) международному стандарту ISO 2394:1998 General principles on reliability for structures, устанавливающий общие принципы оценки надежности строительных конструкций. В оценке степени надежности строительных конструкций и оснований стандарт, подчеркивая значение вероятностного метода расчета для решения научных задач (например, для калибровки частных коэффициентов), указывает на роль в проектных расчетах моделей метода частных коэффициентов (коэффициентов надежности), позволяющий расчетные условия предельных состояний *первой* и *второй* групп *метода предельных состояний* выразить через функцию g , зависящую от расчетных значений базисных переменных [1]:

$$g(S_d, R_d, C, \gamma_n) > 0, \quad (1)$$

где

$$S_d = S(F_d, a_d, \theta_{sd}, f_d); \quad R_d = R(f_d, a_d, \theta_{Rd}, F_d). \quad (2)$$

Включенные в функцию воздействий S_d и в функцию сопротивлений конструкций R_d (2) переменные обозначают: F_d, f_d – расчетные воздействия и расчетные значения свойств материалов; a_d – расчетные значения геометрических параметров; θ_{sd} и θ_{Rd} – базисные переменные, характеризующие погрешности расчетных моделей; C – ограничения для обеспечения условий нормальной эксплуатации; γ_n – частный коэффициент, учитывающий ответственность конструкции с учетом возможного разрушения, и зависящий от степени ее надежности. Среди них функции F_d и f_d являются доминирующими (основными), а переменные θ_{sd} , θ_{Rd} и другие зависят от метода статического расчета (проблема строительной механики) и методик расчета конструктивных элементов, изложенных в нормативных документах (СНБ, ТКП) для конкретных строительных конструкций (металлических, железобетонных, деревянных) с учетом вида предельного состояния.

Вышесказанное позволяет сделать следующий вывод:

формирование модели конструктивной схемы и ее решение – единый интегрированный процесс, цель которого – предельно удовлетворить условию (1), применительно ко всем возможным предельным состояниям;

в процессе расчетов необходимо принять такие расчетные модели (расчетные схемы), результаты расчета которых будут предельно близкими к напряженным и деформированным состояниям конструктивной схемы здания или сооружения. Достичь этого в решении уравнений (1) можно, совершенствуя как методы строительной механики, так и нормы проектирования строительных конструкций.

Нелинейность моделей и методы их расчета. В строительной механике методы определения напряженного и деформированного состояния (НДС) подразделяют на линейные и нелинейные. Поскольку все строительные конструкции под воздействиями работают нелинейно, то функции (2) уравнения надежности (1) являются в общем случае нелинейными. В то же время при расчетах конструкций стремятся использовать линейные методы расчета, забывая иногда при этом о необходимости соблюдения основных концепций:

- наличие условий для соблюдения гипотезы о малости перемещений и подчиненности материала линейному закону деформирования;

- соблюдение условий геометрической неизменяемости системы в процессе ее деформирования (принцип отвердевания), что должно быть обеспечено при проектировании конструктивных решений.

Метод расчета, позволяющий более точно описать функции S_d и R_d , уравнения предельных состояний (1), их связь с параметрами θ_{sd} , θ_{rd} и другими ограничениями путем учета деформированной схемы рассчитываемой модели, называют деформационным расчетом или расчетом по деформированной схеме. При этом следует различать нелинейность: *геометрическую* – как результат учета изменений геометрии деформированной схемы равновесия; *физическую*, вызванную учетом в процессе деформирования материала нелинейной связью напряжений и деформаций; *конструктивную*, порождаемую исключением элементов, представляющих собой одностороннюю связь [2]. С увеличением прочностных характеристик материалов и применением их в конструктивных схемах необходимость учета деформированной схемы становится все более актуальной.

В настоящее время на принципах МКЭ разработано несколько универсальных программных комплексов, алгоритмы которых направлены на решение широкого круга задач (стержневые системы, пластины, оболочки) с учетом реальных диаграмм деформирования материалов (физическая нелинейность). Однако попытки учитывать деформированную схему систем из гибких стержней, способных порождать существенную геометрическую нелинейность, следует считать решенными менее удачно.

Деформационный метод расчета стержневых систем. Предназначенный для расчета гибких стержневых систем деформационный метод, изложенный в [3, 5], отличается от [2] и других тем, что роль КЭ в нем выполняет универсальный гибкий стержень [4], позволяющий учитывать деформированную схему модели более точно за счет предварительного нелинейного расчета каждого КЭ с целью оценки его НДС в основной системе МКЭ. В результате – узлы конечно-элементной моде-

ли загружаются более достоверной узловой нагрузкой, состоящей из приложенных внешних сосредоточенных сил и опорных реакций от нелинейного расчета КЭ. В этом случае расчетная модель, учитывающая геометрическую и конструктивную нелинейность, описывается системой уравнений

$$[K(\Delta)] \cdot \{\Delta\} = \{P_u\} + [T_\alpha]^T \cdot \{P'_s\} + \{R\} \quad (3)$$

Здесь: $\{\Delta\}$ – вектор неизвестных перемещений узловых точек системы; $[K(\Delta)]$ – матрица внешней жесткости системы, зависящая, при переходе из исходного состояния в рассчитываемое, от искомого вектора перемещений $\{\Delta\}$, каждый элемент которой K_{ij} представляет собой реакцию r_i в i -м направлении от единичного перемещения узла в j -м направлении; $\{r\}$ – вектор компонентов суммарных реакций всех узлов системы на все примыкающие к ним стержни; $\{P_u\}$ – вектор всех внешних нагрузок, действующих в узлах системы; $\{P'_s\}$ – вектор узловых усилий в стержнях системы с учетом граничных условий закрепления элемента в узлах, вызванных воздействием распределенных по длине элементов поперечных нагрузок, температурными воздействиями, усилиями предварительного напряжения в стержнях расчетной модели; $[T_\alpha]$ – матрица преобразований координат; $\{R\}$ – вектор опорных реакций, действующих в узлах, на которые наложены опорные связи. Если в узле нет опорных связей, то соответствующие им величины в векторе $\{R\}$ системы (2) равны нулю.

Вектор $\{P'_s\}$ в уравнении (3) формируется по данным, полученным для всех стержней системы произвольной геометрической структуры из решения нелинейных разрешающих уравнений относительно сплошной поперечной нагрузки произвольной интенсивности $q(x)$, температурными воздействиями, воздействием предварительного натяжения [4]. Если на рассчитываемую стержневую систему действует только узловая нагрузка, то вектор $\{P'_s\}$ равен нулю.

Структура системы уравнений (3), адекватная геометрической структуре рассчитываемой стержневой системы, формируется по исходным данным в автоматическом режиме из матриц внутренней жесткости $[K'_s]$ отдельных КЭ. Структура $[K'_s]$ с учетом специальных функций, учитывающих продольно-поперечного изгиб и возможные способы сопряжения концов КЭ с узлами, а также алгоритм формирования блочной структуры матрицы жесткости отдельного i -го конечного элемента $[K'_s]_i$, представлены в [5]. Матрица жесткости свободной системы $[K(\Delta)]$ порядка $k=m \cdot n$ (m – число узлов; n – число степеней свободы узла) представляет собой также блочную структуру, каждый член которой представлен блоком матриц $[K_s(\Delta)]_i$.

При наложенных на систему внешних связей в системе уравнений (3) матрица внешней жесткости свободной системы $[K(\Delta)]$ преобразуется в матрицу жесткости закрепленной системы $[K^*(\Delta)]$ вычеркиванием строк и столбцов, соответствующих наложенным связям, при этом, вычеркиванием соответствующих строк в векторах $\{P_u\}$, $\{P_s\}$, $\{R\}$ образуются вектора $\{P_u^*\}$, $\{P_s^*\}$, $\{R^*\}$. Поскольку в результате этих преобразований в векторе $\{R^*\}$ остаются только нулевые элементы, то на данной стадии он может быть исключен. Тогда искомым вектор перемещений в глобальной системе координат будет определен из (3) по выражению

$$\{\Delta^*\} = [K^*(\Delta)]^{-1} \cdot (\{P_u^*\} + \{P_s^*\}), \quad (4)$$

где $\{\Delta^*\}$ – вектор, образованный из $\{\Delta\}$ после вычеркивания строк, соответствующих направлениям, в которых на систему наложены связи.

Вектор усилий $\{r'\}$ по концам каждого $KЭ$ в местной системе координат вычисляется по выражению

$$\{r'\} = [K'(\Delta)] [T_\alpha] \cdot \{\Delta\} - \{P'_s\}, \quad (5)$$

где $[K'(\Delta)]$ – матрица жесткости $KЭ$ в местной системе координат в деформированном рассчитываемом состоянии.

Найденный вектор $\{r'\}$ позволяет определить усилия в произвольном сечении $KЭ$, используя зависимости, определенные нами в [4].

Алгоритм формирования матрицы $[K(\Delta)]$ стержневых систем и решения уравнения (3) способом «последовательных увязок силовых и деформационных параметров» изложен в [3, 5] и реализован в программе SdCAD средствами программирования математической среды MathCAD. Достоинство способа решения – быстрая сходимость итерационного процесса и отсутствие необходимости вычислять частные производные, как это требуют все градиентные методы. В этом способе в матрице (3) на стадии итераций трансцендентные функции (2) принимаются равными единице. После решения системы (4) матрица внешней жесткости (3) пересчитывается с учетом (2) при значениях продольных сил, полученных в векторе $\{r'\}$ с последующим вычислением определителя. Это позволяет по результатам определителя оценить состояние общей устойчивости системы: если определитель матрицы $[K(\Delta)]$ существенно положителен, то при любых значениях перемещений и поворотов концов $KЭ$ – система устойчива; в критическом состоянии матрица жесткости становится вырожденной (ее детерминант меньше или равен нулю), что свидетельствует о неустойчивом состоянии системы. Устойчивость или неустойчивость стержневой системы в целом позволяет оценить и анализ перемещений (деформаций) всех стержней системы. Так, функция перемещений каждого из них строится по уравнениям деформированного состояния.

Таким образом, разработанный нами деформационный метод расчета позволяет рассчитывать стержневые системы как на узловые, так и на внеузловые нагрузки, а после выключения отдельных стержней из работы продолжает расчет с перераспределением усилий в системе на оставшиеся стержни (учет конструктивной нелинейности), если система не теряет общую устойчивость. Такая возможность метода продемонстрирована в [5] на решении известной задачи А.В. Перельмутера [2], для решения которой им предложено использовать вариационный принцип Лагранжа при ограничениях на усилия u_k и перемещения z_k в связях-вантах. Оценка точности решения этой задачи по программе SdCAD, изложенная в [5], свидетельствует практически о полном совпадении результатов расчета.

Заключение. Разработанный нами деформационный метод расчета позволяет повысить степень надежности гибких стержневых систем, так как он дает возможность принять расчетную модель стержневой системы, предельно близко соответствующую реальной работе проектируемой конструктивной схеме. Это достигается благодаря тому, что результаты расчета, полученные по [5], дают возможность спрогнозировать все возможные предельные состояния проектируемой системы, описанные уравнением предельных состояний (1), в том числе и такие, которые оценить другими методами расчета или невозможно, или можно лишь приближенно. К числу таких предельных состояний следует отнести:

- устойчивость положения и формы равновесия как отдельных стержней, так и всей стержневой системы;
- возможность выключения наложенных связей (конструктивная нелинейность) и оценить последствие такого состояния;

- спрогнозировать возможность прогрессирующего обрушения и спроектировать конструктивные мероприятия по его предотвращению;
- спрогнозировать оценку возможных температурных воздействий;
- выполнить искусственное регулирование усилий с целью их оптимального перераспределения в элементах проектируемых систем.

К сожалению, в процессе проектирования часто недостаточно внимания уделяется влиянию геометрической и возможной конструктивной нелинейности на степень надежности проектируемой системы. В случае сложных стержневых систем это может привести к значительным ошибкам в оценке их НДС, и следовательно, снизить их надежность. Изложенный в настоящей статье деформационный метод расчета и компьютерная программа SdCAD, в которой он реализован, призваны обеспечивать интегрированный подход, что позволяет до предела снизить ошибки, скрытые в результате недооценки влияния деформированной схемы равновесия на точность расчета, и таким образом, повысить степень надежности проектируемых систем.

Список цитируемых источников

1. Надежность строительных конструкций. Общие принципы: СТБ ISO 2394-2007 (ISO 2394:1998, IDT). Введ. 29.12.2007, № 67. – Минск: Госстандарт Республики Беларусь, 2007. – 65 с.
2. Перельмутер, А.В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А.В. Перельмутер, В.И. Сливкер. – Киев: Сталь, 2002. – 600 с.
3. Уласевич, В.П. Деформационный расчет гибких балочно-вантовых систем методом конечных элементов в среде MathCAD / В.П. Уласевич, О.В. Костюк // Вестник БрГТУ, Строительство и архитектура. – 2004. – № 1 (25). – С. 111–117.
4. Уласевич, В.П. Прямолинейный гибкий стержень как универсальный конечный элемент в расчетах гибких стержневых систем методом конечных элементов / В.П. Уласевич, О.В. Костюк // Вестник БрГТУ, Строительство и архитектура. – 2007. – № 1 (43). – С. 45–49.
5. Уласевич, В.П. Деформационный метод расчета балочно-вантовых систем и его роль в проектировании усиления конструкций перекрытий / В.П. Уласевич, О.В. Костюк // Вестник БрГТУ, Строительство и архитектура. – 2008. № 1 (49). – С. 57–62.

УДК 624.012.36

КОСВЕННОЕ АРМИРОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ НАПРЯГАЮЩЕГО БЕТОНА

Санникова О.Г., Кондратчик А.А.

Введение. Сцепление арматуры с бетоном является одним из наиболее важных факторов, обеспечивающих не только их совместную работу, но и условия формирования напряженного состояния на приопорных участках элементов с предварительно напряженной арматурой. Как правило, говоря о сцеплении, имеют в виду химическое взаимодействие между сталью и бетоном, склеивание материалов в контактном слое, смятие или срез бетона между искусственными неровностями на поверхности арматуры, трение между арматурным стержнем и окружающим его бетоном. Эти факторы определяют величину потерь предварительного напряжения. длину зоны анкеровки напрягаемой арматуры, изменение величины напряжений обжатия бетона и т. д. Для железобетонных конструкций из напрягающего бетона системные исследования в данной области не проводились.

Конструкции с арматурой, напрягаемой физико-химическим способом.

При изготовлении конструкций из напрягающего бетона происходит предварительное напряжение арматуры физико-химическим способом. Деформирование арматуры происходит одновременно с окружающим ее бетоном, благодаря силам сцепления, действующим в контактной плоскости. В таблице 1 даны основные факторы, учитываемые нормативными документами разных стран при проектировании в оценке условий сцепления.

Таблица 1 – Основные факторы, учитываемые при расчете сцепления в нормативных документах [2]

Страна	Прочность бетона		Диаметр арматуры		Поперечная арматура		Вид поверхности арматуры		Напряженное состояние бетона	
	Р	К	Р	К	Р	К	Р	К	Р	К
Беларусь										
Россия							*			
Германия										
Франция										
Англия										
США										

Р – учитывается при расчете величины напряжений сцепления;
 К – учитывается при выполнении конструктивных требований.

В нашем случае интерес представляет прочность бетона и напряженное состояние бетонного массива. Непосредственно после бетонирования расширение напрягающего бетона происходит одновременно с нарастанием прочности структурных связей при использовании для реакции влаги затвердения бетонной смеси. Увлажнение бетона, стимулирующее процесс активного расширения, производится при достижении бетоном так называемой “технологической” прочности, равной 7,5..10 МПа [1]. Увеличение “технологической” прочности бетона ведет к улучшению условий сцепления арматуры с бетоном, однако вызовет необходимость дополнительного расхода энергии напрягающего бетона на деформирование структуры бетона. Это приведет к снижению размера деформаций бетона, а следовательно, к снижению величины предварительного напряжения арматуры физико-химическим способом. Очевидно, что для повышения сил сцепления арматуры с бетоном, необходимо использовать иные способы.

Напряженное состояние окружающего арматуру бетона будет оказывать влияние на величину касательных напряжений, действующих по длине стержня. Ярким примером сказанному является механизм влияния усадки на сцепление, когда боковое давление бетона на поверхность стержня увеличивает силы трения до 0,5..1,5 МПа [3]. В самонапряженных конструкциях расширение имеет объемный характер, что приведет к аналогичному эффекту. В то же время имеется возможность создания локальных по длине арматуры участков, где давление на арматуру в поперечном направлении будет иметь значительно большее значение. Так как при расширении напрягающего бетона арматура, независимо от ее ориентации в сечении конструкции, будет напрягаться физико-химическим способом, то, благодаря ее упругим свойствам, будут моделироваться в плоскости, перпендикулярной оси упругого ограничения расширению, и напряжения обжатия. Это произойдет, если в конструкциях из напрягающего бетона установить, например, косвенное армирование в виде сеток или спиралей.

Конструкции с арматурой, напрягаемой комбинированным способом. Предварительное напряжение арматуры одним из традиционных способов до укладки в оснастку напрягающего бетона и последующее напряжение арматуры физико-химическим способом получило название – комбинированный способ преднапряжения арматуры. Для таких конструкций, как было показано в [3 и 4], расширение напрягающего бетона ведет к снижению величины ранее созданного механическим способом напряжения на участках между упорами стенда и торцами конструкции. Это приводит к тому, что арматура, благодаря упругим характеристикам, стремится вернуться в исходное состояние и воздействует на торцы конструкции.

$$\Delta P_{m,CE} = \Delta \sigma_{s,CE}^* \cdot A_p = \sigma_{s,CE} \cdot k_n \cdot A_p \quad (1)$$

$$\Delta \sigma_{s,CE}^* = \varepsilon_{s,CE}^* \cdot E_s = \frac{\varepsilon_{s,CE} \cdot l_s}{l_{ce}} \cdot E_s = \sigma_{s,CE} \cdot k_n \quad (2)$$

где $\varepsilon_{s,CE}^*$ и $\Delta \sigma_{s,CE}^*$ – относительные деформации и изменение напряжения в арматуре на свободных участках соответственно;

$\varepsilon_{s,CE}$ и $\Delta \sigma_{s,CE}$ – относительные деформации и напряжения в арматуре внутри элемента, созданные физико-химическим способом, соответственно;

l_s и l_{ce} – длина элемента и свободных участков между упорами и торцами элемента соответственно.

Это приведет к тому, что величина напряжений обжатия бетона (σ_c) может быть, в зависимости от коэффициента $k_n = l_s/l_{ce}$, больше самонапряжения (σ_{ce}) в 10 и более раз, а следовательно, будет происходить проскальзывание стержня и снижение предварительного напряжения в арматуре.

Эффективным, на наш взгляд, противодействием этому может стать установка сеток косвенного армирования на торцевых участках, арматура которых будет напрягаться физико-химическим способом, создавая обжатие продольной арматуры и тем самым увеличивая сцепление арматуры, напрягаемой комбинированным способом, с бетоном.

Влияние косвенного армирования на сцепление арматуры с бетоном. На необходимость установки косвенной арматуры указывали Е. Мерш (1904 г.), Ф. Эмпергер, В. Мурашев, И. Ахвердов, Т. Гараи (1933-1939 гг.), Б. Соловьев, И. Овчинников, С. Дмитриев, А. Оатул, М. Холмянский (1970-1981 гг.), Р. Шарипов, Ю. Изотов, Г. Судаков, А. Веселов и т. д. (1982-2006 гг.), отводя ей в основном роль противодействия продольным трещинам в зоне анкеровки продольной арматуры. И. Г. Овчинников [5], проводя целенаправленно исследование влияния косвенной арматуры на сцепление арматуры с бетоном, установил следующее. Косвенная арматура препятствует поперечным деформациям бетона в пределах области силового взаимодействия (область, ограниченная окружностью, на поверхности которой вертикальные перемещения не превышают 5% от величины смещения стержня) и срезу бетона между рифлениями. Увеличивается (до 2 раз) количество трещин, а ширина их раскрытия уменьшается по сравнению с элементом без косвенной арматуры. В образцах без косвенной арматуры разрушающая нагрузка на 25% выше нагрузки, при которой появились радиальные тре-

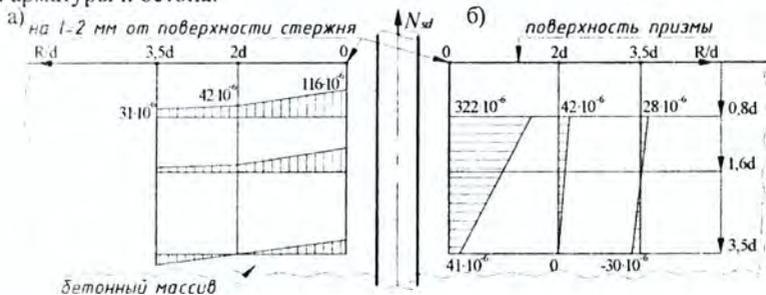
шины и на 10% выше нагрузки начала скольжения, а в образцах с косвенной арматурой эти показатели были соответственно на 70% и 60% выше.

Все исследователи отмечают, что активное включение косвенной арматуры в работу происходит при появлении и раскрытии трещин (рисунок 1), т. е. в элементах из обычного бетона косвенная арматура играет пассивную роль до определенного момента.



Рисунок 1 – Деформации (ϵ_x) стержней сеток косвенного армирования при передаче усилия натяжения арматуры с упоров на бетон [5]

На рисунке 2 приведено распределение кольцевых и вертикальных деформаций у арматурного стержня при его выдергивании из бетонного массива, которое свидетельствует о размерах локального участка активного взаимодействия арматуры и бетона.



а) – кольцевые деформации; б) – вертикальные деформации

Рисунок 2 – Распределение относительных деформаций у арматурного стержня при выдергивании из бетонной призмы [5]

Установка сеток косвенного армирования на длине зоны анкеровки в элементах из напрягающего бетона приведет к созданию плоского напряженного состояния [6] в результате преднапряжения арматуры физико-химическим способом (рисунок 3), параметры которого определяются по следующим зависимостям.

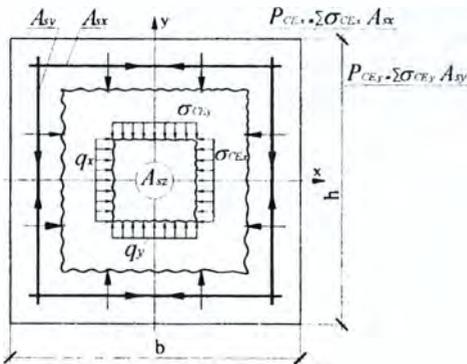


Рисунок 3 – Схема действия усилий в сечении с арматурной сеткой стержней которой напрягаются физико-химическим способом

Усилие предварительного обжатия бетона, созданного физико-химическим способом, при предварительном напряжении арматуры сеток косвенного армирования:

$$P_{CE,x} = \sum \sigma_{CE,x} \cdot A_{sx} = \sum \epsilon_{CE,x} \cdot E_s \cdot A_{sx};$$

$$P_{CE,y} = \sum \sigma_{CE,y} \cdot A_{sy} = \sum \epsilon_{CE,y} \cdot E_s \cdot A_{sy}, \quad (3)$$

Величина самонапряжения в бетоне по направлению осей X и Y:

$$\sigma_{CE,x} = P_{CE,x} / A_x = F_{CE,x} / (h \cdot S);$$

$$\sigma_{CE,y} = P_{CE,y} / A_y = F_{CE,y} / (b \cdot S). \quad (4)$$

где S – шаг сеток косвенного армирования.

Величина связанных деформаций при центральном положении упругого ограничения деформациям с учетом соотношения ρ_x и ρ_y :

а) при $\rho_x \leq \rho_y$

$$\epsilon_{CE,x} = (0,98 + 16\rho_y - 12\rho_x) \epsilon_{CE,x0};$$

$$\epsilon_{CE,y} = (0,98 + 16\rho_x - 12\rho_y) \epsilon_{CE,y0}; \quad (5)$$

б) при $\rho_x > \rho_y$

$$\epsilon_{CE,x} = (0,98 + 16\rho_x - 12\rho_y) \epsilon_{CE,x0};$$

$$\epsilon_{CE,y} = (0,98 + 16\rho_y - 12\rho_x) \epsilon_{CE,y0}. \quad (6)$$

Величина условных связанных деформаций по направлению соответствующих осей:

$$\epsilon_{CE,x0} = \frac{\sigma_{CE,x}}{E_s} = \frac{\sigma_{CE,x}}{\rho_x \cdot E_s}; \quad \epsilon_{CE,y0} = \frac{\sigma_{CE,y}}{E_s} = \frac{\sigma_{CE,y}}{\rho_y \cdot E_s} \quad (7)$$

Величина самонапряжения бетона:

$$\sigma_{CE,x} = f_{CE,d} \cdot k_{px} \cdot k_s \cdot k_e \cdot k_w \cdot k_{c0};$$

$$\sigma_{CE,y} = f_{CE,d} \cdot k_{py} \cdot k_s \cdot k_e \cdot k_w \cdot k_{c0}, \quad (8)$$

где $f_{CE,d}$ – расчетное самонапряжение (МПа), соответствующее марке напрягающего бетона по самонапряжению (S_p);

$k_{\rho x}, k_{\rho y}$ – коэффициенты, учитывающие влияние величины упругого ограничения расширения:

$$k_{\rho x} = \sqrt{\frac{1,57 \rho_{ix}}{0,0057 + \rho_{ix}}}; \quad k_{\rho y} = \sqrt{\frac{1,57 \rho_{iy}}{0,0057 + \rho_{iy}}}; \quad (9)$$

$k_x = 1,0$ (так как элементы упругого ограничения расположены симметрично); $k_y = 1,0 - 0,18$ (зависит от условий увлажнения элемента); $k_{c_0} = 1,0$ (при прочности бетона к началу интенсивного увлажнения в пределах 7,5..10 МПа).

Экспериментальные исследования влияния косвенной арматуры на деформации расширения напрягающего бетона. Исследования были выполнены на образцах размером 120x120x1500 мм из напрягающего бетона. Все образцы имели продольное армирование из 1Ø14 S800 ($\rho_l = 1,06\%$). Образцы отличались наличием или отсутствием предварительного напряжения арматуры до изготовления образцов и сеток косвенного армирования, а именно:

- образец марки СН – преднапряжение продольной арматуры и сетки косвенного армирования отсутствуют;

- образец марки КНК0 – продольная арматура предварительно напряжена механическим способом, сетки косвенного армирования отсутствуют;

- образец марки КНК40 – продольная арматура предварительно напряжена механическим способом, сетки косвенного армирования установлены (в левой части – сетки С-1, шаг 40 мм, $\rho_{sk} = 0,82\%$, $r/\varnothing = 2,86$; в правой части – сетки С-2, шаг 40 мм, $\rho_{sk} = 0,82\%$, $r/\varnothing = 2,14$);

- образец марки КНК80 – продольная арматура предварительно напряжена механическим способом, сетки косвенного армирования установлены (в левой части – сетки С-1, шаг 80 мм, $\rho_{sk} = 0,41\%$, $r/\varnothing = 2,86$; в правой части – сетки С-3, шаг 80 мм, $\rho_{sk} = 0,41\%$, $r/\varnothing = 1,43$).

Конструктивное решение сеток косвенного армирования дано на рисунке 4. Сетки установлены на участке длиной 160 мм, начиная с сечения, отстоящего от торца образца на 40 мм.

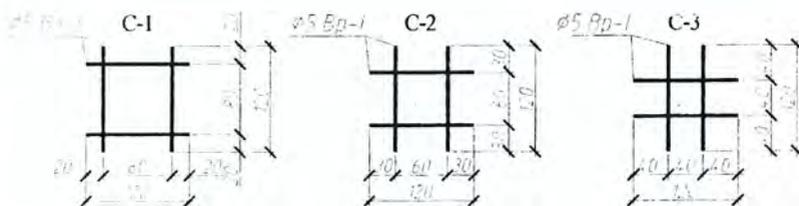


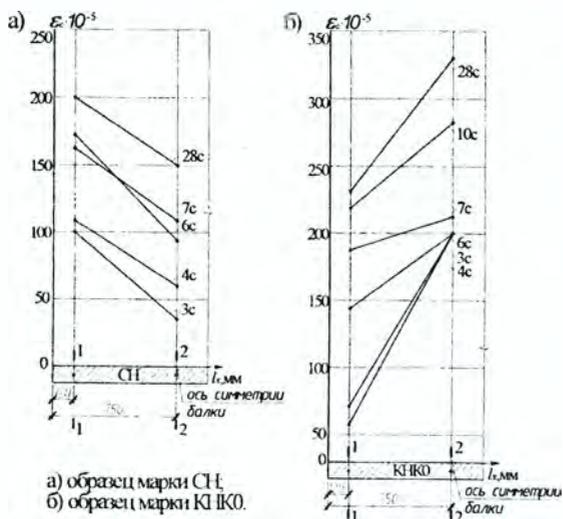
Рисунок 4 – Конструктивное решение сеток косвенного армирования

Предварительное напряжение арматуры выполнялось механическим способом (величина предварительного напряжения арматуры составила 508,25 МПа, 496,43 МПа, 514,15 МПа для образцов марки КНК0, КНК40 и КНК80 соответственно) с последующим закреплением на торцах силовой рамы (рисунок 5).



Рисунок 5 - Армирование опытных образцов

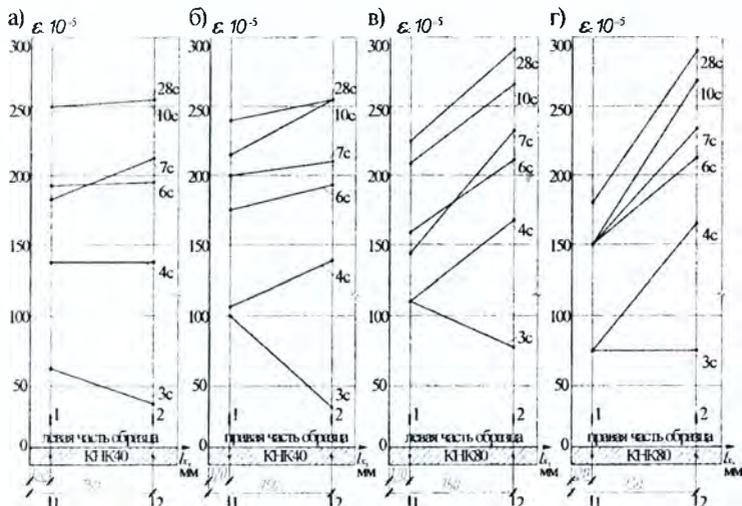
Самонапряжение бетона составило 1,75 МПа, 1,80 МПа, 1,85 МПа в возрасте 10 суток, 17 суток и 28 суток соответственно, а кубиковая прочность бетона – 24,2 МПа и 40,7 МПа в возрасте 9 суток и 28 суток соответственно. Измерение деформаций бетона выполняли переносной миссурой по реперам, наклеенным на бетонную поверхность образцов. Первые сутки образцы хранились в воздушно-сухих условиях; начиная со 2 по 28 сутки, образцы увлажнялись раз в сутки и укрывались полиэтиленовой пленкой. Результаты измерения деформаций бетона



на приопорном и среднем участках приведены на рисунках 6 и 7. При построении графиков использовались средние значения деформаций на участке.

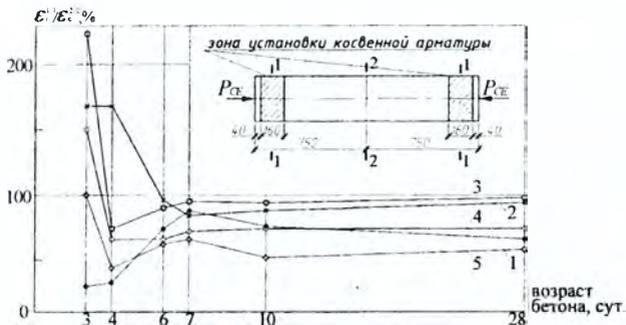
Рисунок 6 – Деформации напрягающего бетона образцов СН и КНК0 при расширении

Деформации бетона приопорного участка образца марки СН с арматурой, напрягаемой физико-химическим способом (рисунок 6 а), отличаются от деформаций бетона образца марки КНК0 на таком же участке на +47,5% и –11,5% в возрасте 3 и 28 суток, от деформаций бетона образца марки КНК40 (левая часть, рисунок 7 а) на +25% и –25%, а для образца марки КНК80 (левая часть, рисунок 7 в) на –12,5% и –8,75% соответственно. Это указывает на существенное влияние сеток косвенного армирования на величину деформаций напрягающего бетона. На рисунке 8 приведено сопоставление средних деформаций бетона на приопорном и среднем по длине образца участках. Отношение $\epsilon_c^1 / \epsilon_c^2$ указывает не только на эффективность содержания косвенной арматуры (кривые 2 ($\rho_{sk} = 0,82\%$) и 4 ($\rho_{sk} = 0,41\%$)), но и на влияние наличия арматуры в активной зоне взаимодействия продольной арматуры с бетоном (кривая 2 ($\rho_{sk} = 0,82\%$, $r/\varnothing = 2,86$) и кривая 3 ($\rho_{sk} = 0,82\%$, $r/\varnothing = 2,14$)).



- а) образец марки КНК40 – левая часть образца с сетками С-1 (шаг 40 мм, $r/\varnothing = 2,86$);
 б) то же – правая часть образца с сетками С-2 (шаг 40 мм, $r/\varnothing = 2,14$);
 в) образец марки КНК80 – левая часть образца с сетками С-1 (шаг 80 мм, $r/\varnothing = 2,86$);
 г) то же – правая часть образца с сетками С-3 (шаг 80 мм, $r/\varnothing = 1,43$)

Рисунок 7 – Деформации напрягающего бетона образцов КНК40 и КНК80 при расширении



- 1 -••••• образец марки КНК0, $\rho_{sk} = 0$;
 2 -••••• образец марки КНК40, $\rho_{sk} = 0,82\%$, $S=40$ мм, $r/\varnothing = 2,86$;
 3 -••••• образец марки КНК40, $\rho_{sk} = 0,82\%$, $S=40$ мм, $r/\varnothing = 2,14$;
 4 -••••• образец марки КНК80, $\rho_{sk} = 0,41\%$, $S=80$ мм, $r/\varnothing = 2,86$;
 5 -••••• образец марки КНК80, $\rho_{sk} = 0,41\%$, $S=80$ мм, $r/\varnothing = 1,43$

Рисунок 8 – Влияние косвенной арматуры на деформации напрягающего бетона в элементах с арматурой, напрягаемой комбинированным способом

Заключение. Для железобетонных элементов из напрягающего бетона могут быть искусственно созданы участки с фиксированным обжатием продольной арматуры бетоном, что приведет к увеличению сцепления на локальном участке. Такой участок предлагается называть линейным самонапряженным анкером, а в зависимости от его положения по длине элемента – торцевым или внутренним.

Список цитированных источников

1. Тур, В. В. Экспериментально-теоретические основы предварительного напряжения конструкций при применении напрягающего бетона / В. В. Тур. – Брест: Из-во БПИ, 1998. – 246 с.
2. Драган, А. В. Экспериментальное исследование анкерующей способности ненапрягаемой арматуры серповидного профиля при статическом нагружении / А. В. Драган // Вестник БрГТУ, Строительство и архитектура – 2006. – № 1 (37). – С. 64–69.
3. Кондратчик, А. А. Экспериментально-теоретические основы расчета конструкций из напрягающего бетона при совместном действии изгибающего момента, продольных и поперечных сил / А. А. Кондратчик. – Брест: Издательство БрГТУ, 2007. – 172 с.
4. Кондратчик, А. А. Железобетонные конструкции с арматурой, предварительно напряженной комбинированным способом // Строительная наука и техника. – 2008. – № 5. – С. 44–53.
5. Овчинников, И. Г. Влияние косвенного армирования на сцепление стержневой арматуры с бетоном / И. Г. Овчинников // Материалы Воссююзного научно-технического совещания в г. Челябинск. “Сцепление арматуры с бетоном” – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1971. – С. 88–94.
6. Марчук, В. А. Деформации и собственные напряжения несимметрично двухосно армированных плоских элементов из напрягающего бетона на стадии его расширения: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Марчук Виталий Алексеевич. – Брест, 2002. – 176 с.

УДК 624.012.45.046

СОПОСТАВЛЕНИЕ МЕТОДОВ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ МЕСТНОМ СРЕЗЕ (ПРОДАВЛИВАНИИ) ПО ОТЕЧЕСТВЕННЫМ И ЗАРУБЕЖНЫМ НОРМАМ

Тамкович С.Ю., Рак Н.А.

Введение. В настоящее время в практике строительства Республики Беларусь получила широкое распространение конструктивная схема многоэтажных зданий с плоскими неразрезными монолитными перекрытиями. Жилые здания, возведенные при такой конструктивной схеме, обеспечивают возможность свободной планировки квартир и обладают повышенными потребительскими качествами.

При такой конструктивной схеме многоэтажного здания наиболее ответственным элементом плоского неразрезного перекрытия является узел примыкания перекрытия к колонне. В этой зоне перекрытия наблюдается значительная концентрация напряжений, направленных перпендикулярно плоскости плиты, которые могут вызвать разрушение плиты от продавливания. В связи с этим при проектировании плоских монолитных перекрытий обязательным является выполнение расчета плиты на продавливание.

Целью проведенных авторами исследований явилось сопоставление и анализ методов расчета прочности железобетонных элементов при продавливании, используемых в нормативных документах различных стран.

Сопоставление и анализ расчетных зависимостей норм. Выполнено сопоставление расчетных зависимостей, представленных в нормативных документах СССР, Республики Беларусь, Российской Федерации и других стран (всего 19 документов).

Все рассмотренные нормы расчета исходят из того, что прочность на продавливание зависит от периметра критического сечения, расчетной высоты плиты и сопротивления бетона на растяжение (сжатие). При этом условие прочности железобетонных плит из тяжелого бетона на продавливание без поперечной арматуры может быть представлено в следующем обобщенном виде

$$V_{Sd} \leq V_{Rd,c} = f_{cpsh} \cdot u \cdot d, \quad (1)$$

где V_{Sd} — продавливающая сила; V_{Rd} — усилие, воспринимаемое бетоном плиты при продавливании; f_{cpsh} — расчетное сопротивление бетона срезу при продавливании; u — периметр условного (критического) сечения; d — рабочая высота плиты.

Расчетное сопротивление бетона срезу при продавливании f_{cpsh} может быть определено по следующей обобщенной формуле:

$$f_{cpsh} = \alpha_p \cdot \alpha_d \cdot f_{csh}, \quad (2)$$

где f_{csh} — расчетное сопротивление бетона простому срезу; α_p — коэффициент, учитывающий влияние продольной рабочей арматуры плиты; α_d — коэффициент, учитывающий влияние масштабного фактора.

В таблице 1 дана сводка приведенных к единообразному виду расчетных зависимостей норм [1–19] и коэффициентов, входящие в эти зависимости. При этом рассмотрен только случай продавливания плиты без поперечной арматуры центрально сжатой колонной.

Таблица 1 — Сопоставление расчетных зависимостей для расчета плит на продавливание по различным нормативным документам

Нормативный документ	f_{csh}	α_p	α_d	u
1	2	3	4	5
СНБ 5.03.01-02 [1]	$f_{ch} = \max \left\{ \frac{0,225}{\gamma_c} (f_{ck})^{2/3} \right.$	$(100\rho_l)^{1/3}$ $\rho_l < 0,02$	$\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) < 2$	sq: $4l_c + 3\pi d$ c: $\pi(l_c + 3d)$
	$\frac{0,5}{\gamma_c} (f_{ck})$			
СНиП 2.03.01-84* [2]	$\alpha \frac{0,9R_{bt}}{\gamma_{br}}$	1	1	$4(l_c + d)$
СП 52-101-2003 [3]	$\frac{0,9R_{bt,n}}{\gamma_{br}}$	1	1	$4(l_c + d)$
ENV 1992-1-1:1992 [14]	$\frac{0,16}{\gamma_c} (f_{ck})^{2/3}$	$(1,2 + 40\rho_l)$ $\rho_l < 0,015$	$(1,6 - d) > 1$	sq: $4l_c + 3\pi d$ c: $\pi(l_c + 3d)$
DIN 1045-1:2001 [12]	$\frac{0,21}{\gamma_c} \eta_1 (f_{ck})^{2/3}$	$(100\rho_l)^{1/3}$ $\rho_l = \begin{cases} 0,4 \frac{f_{ct}}{f_{ctd}} \\ 0,02 \end{cases}$	$\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2$	sq: $4l_c + 3\pi d$ c: $\pi(l_c + 3d)$
CEB-FIP MC [9] NBR 118/2003 [18] FHE 1999 [13]	$\frac{0,18}{\gamma_c} (f_{ck})^{2/3}$	$(100\rho_l)^{1/3}$	$\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right)$	Sq: $4l_c + 4\pi d$ c: $\pi(l_c + 4d)$

Продолжение таблицы 1

1	2	3	4	5	
GB 50010-2002 [16]	$\frac{0,7}{\gamma_c} (0,395 f_{cu}^{0,55})$	1	1	$4(l_c + d)$	
JSCE 2002 [17]	$\frac{0,2}{\gamma_b} \sqrt{f_c'}$	$\sqrt{100\rho} < 1,5$	$\sqrt[3]{\frac{1}{d}} + \frac{\sqrt[3]{1/d}}{\left(1 + \frac{l_c}{d}\right)}$	Sq: $4l_c + \pi d$ c: $\pi(l_c + d)$	
EN 1992-1-1:2004 [15]	$f_{c,th} = \max$	$\frac{0,18}{\gamma_c} (f_{ck})^{2/3}$	$(100\rho_l)^{1/3}$ $\rho_l \leq 0,02$	$\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) \leq 2$	sq: $4l_c + 4\pi d$ c: $\pi(l_c + 4d)$
		$0,035 \cdot f_{ck}^{1/2}$	1	$\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right)^{1/2} \leq 2$	
BS 8110-97 [8]	$\frac{0,79}{\gamma_c} \cdot f_{cu} < 25 \text{ МПа}$	$(100\rho_l)^{1/3}$ $\rho_l \leq 0,03;$	$\sqrt[3]{\frac{400}{d}} \geq 0,67$	$4 \cdot (l_c + 3d)$	
	$\frac{0,79}{\gamma_c} \sqrt[3]{\frac{f_{cu}}{25}}$, $25 \leq f_{cu} \leq 40 \text{ МПа}$				
	$\frac{0,79}{\gamma_c} \sqrt[3]{1,6}$, $f_{cu} > 40 \text{ МПа}$				
AS3600 [6]	$0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta_n}\right) \cdot \sqrt{f_c'}$ но не менее $0,34 \cdot \sqrt{f_c'}$,	1	1	sq: $4(l_c + d)$ c: $\pi(l_c + d)$	
STR 2.05.05:2005 [19]	$f_{c,th} = \max$	$\frac{0,18}{\gamma_c} (f_{ck})^{2/3}$;	$(100\rho_l)^{1/3}$ $\rho_l \leq 0,02$	$\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) \leq 2$	Sq: $4l_c + 3\pi d$ c: $\pi(l_c + 3d)$
		$\frac{0,4}{\gamma_c} (f_{ck})$	1	1	
BAEL 91 révisé 99 [7]	$\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$, $f_{c28} \leq 40 \text{ МПа}$	$(0,05 + 1,5\rho_l)$ $\rho_l \leq 0,015$	1	$4 \cdot (l_c + d)$	
	$\frac{(f_{c28})^{1/2}}{\gamma_b}$, $40 < f_{c28} \leq 80 \text{ МПа}$	$(0,32 + 6,6\rho_l)$ $\rho_l \leq 0,015;$			
ACI 318-02 [4] ACI 318-05 [5] CIRSOC 201 [10]	$f_{c,th} = \min$	$0,083 \left(2 + \frac{4}{\beta_c}\right) \cdot \sqrt{f_c'}$ $0,083 \left(\frac{\alpha_c d}{b_o} + 2\right) \sqrt{f_c'}$ $0,33 \sqrt{f_c'}$	1	1	Sq: $4(l_c + d)$ c: $\pi(l_c + d)$

Продолжение таблицы 1

1	2	3	4	5
CSA-A23.3-04 [11]	$l_c = \text{mm}$ $0,19\lambda\phi_c \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \sqrt{f_c'}$ $\lambda\phi_c \left(\frac{\alpha_c d}{b_c} + 0,19\right) \sqrt{f_c'}$ $0,38\lambda\phi_c \sqrt{f_c'}$	1	$\left(\frac{1300}{\sqrt{1000+d}}\right)$ при $d > 300 \text{ мм}$	$Sq: 4(l_c + d)$ $c: \pi(l_c + d)$

В приведенных зависимостях сохранены обозначения нормативных документов.

R_{bn} , R_{bm} , γ_b (γ_{bl}) — соответственно нормативное (призменное) сопротивление бетона осевому сжатию, растяжению, определенные с обеспеченностью 0,95 [МПа]; коэффициент надежности по бетону; f_{ck} , f_{ctk} , γ_c — соответственно нормативное (цилиндрическое) сопротивление бетона осевому сжатию, растяжению, определенное с обеспеченностью 0,95, [МПа]; коэффициент безопасности по бетону; f_t — нормативное сопротивление бетона растяжению, [МПа]; f_{cu} — нормативное (кубиковое) сопротивление бетона осевому сжатию, определенное с обеспеченностью 0,95 [МПа]; f_{c28} — нормативное (цилиндрическое) сопротивление бетона осевому сжатию [МПа]; f_c' , ϕ_c , λ — соответственно нормативное (цилиндрическое) сопротивление бетона осевому сжатию, определенное с обеспеченностью 0,90, ($f_c' \approx f_{ck} + 1,5$) [МПа]; коэффициент надежности по бетону; коэффициент, учитывающий вид бетона; l_c — длина стороны (диаметр) грузовой площадки; β_c , β_n — отношение большей стороны грузовой площадки к меньшей; α_c — коэффициент, учитывающий положение грузовой площадки; ρ — коэффициент продольного армирования; d — рабочая высота.

Условные обозначения в графе 5 таблицы:

«sq» — квадратная колонна; «с» — круглая колонна;

Сопоставление показало, что в рассмотренных нормативных документах имеются различные подходы к механизму разрушения от продавливания и расчету прочности бетона на срез, хотя используются эмпирические зависимости, близкие по характеру.

Нормы [1, 7–9, 12–15, 17–19] учитывают повышение несущей способности в результате стеснения деформаций бетона работой продольной арматуры. В них также введен масштабный коэффициент, учитывающий уменьшение продавливающей силы при увеличении рабочей высоты до некоторого предела.

В то же время, несмотря на простоту и удобство использования расчетных зависимостей норм [2, 3, 16], не учитываются многие факторы, которые как показали экспериментальные исследования, существенно влияют на несущую способность плит на продавливание. По универсальности и широте охвата они значительно уступают остальным нормам.

При анализе норм был выполнен расчет по определению разрушающего усилия при продавливании плит из тяжелого бетона по методикам норм [1, 4, 8, 14, 15, 17] при постоянных рабочей высоте и проценте армирования и переменной прочности бетона. Результаты расчета представлены на рис.1 в виде графика соотношения разрушающих усилий при продавливании по нормам [1, 4, 8, 14, 15, 17] к прочности бетона.

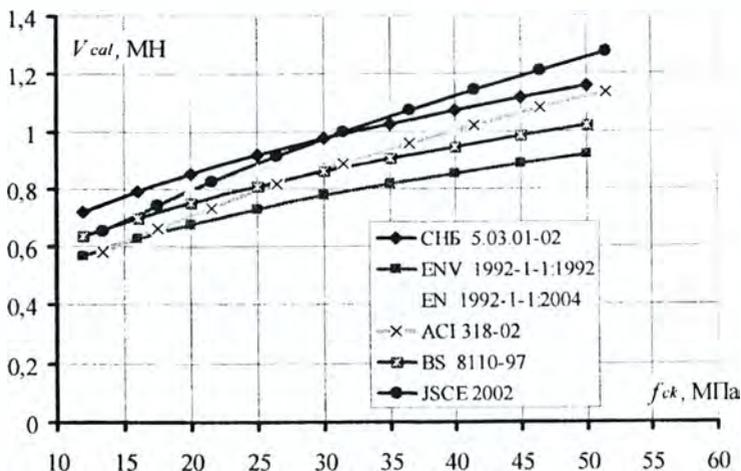


Рисунок 1 – Изменение значений разрушающих усилий при местном срезе V_{cal} в зависимости от прочности бетона f_{ck} (при $d = 200$ мм и $\rho = 0,01$)

Анализ полученных результатов показал, что прочности плит на продавливание при постоянной рабочей высоте и проценте армирования и переменной прочности бетона по нормам различных стран [1, 4, 8, 14, 15, 17] имеют небольшой разброс, но в основном близки между собой. При этом более осторожные величины получаются по Eurocode 2 [14], а остальные нормы [1–13, 15–19] дают более высокие значения несущей способности.

Закключение. В ходе сопоставления методов расчета прочности железобетонных элементов при продавливании установлено, что во всех нормах предельное состояние конструкций характеризуется образованием усеченной пирамиды (конуса), меньшее основание которого очерчено контуром грузовой площадки, и образующие которого наклонены под углом ($26,6^\circ$, $33,7^\circ$ или 45°) к горизонтали. Показано, что рассматриваемые нормы расчета исходят из того, что прочность на продавливание зависит от периметра критического сечения, расчетной высоты плиты и сопротивления бетона на растяжение (сжатие). Также в большинстве норм учитывается повышение несущей способности в результате стеснения деформаций бетона работой продольной арматуры. Проведенный анализ полученных результатов показал, что прочности плит на продавливание по нормам различных стран имеют небольшой разброс, но в основном близки между собой.

Список цитированных источников

1. СНБ 5.03.01-02. Конструкции бетонные и железобетонные. / МАиС РБ. – Минск, 2003. – 140 с.
2. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования / Госстрой СССР – М: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
3. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. – М: ФГУП ЦПП, 2004. – 53 с.
4. ACI Committee 318. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (318R-02). American Concrete Institute, Farmington Hills. – Michigan, 2002.

5. ACI Committee 318. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05), American Concrete Institute, Farmington Hills. – Michigan, 2005.
6. AS3600. Concrete Structures Standard. Standards Association of Australia, 1994.
7. BAEL 91 revise 99. Regles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en beton arme suivant la methode des etats limites. – Paris, 1999 – 246 p.
8. BS 8110-1: 1997. Structural use of concrete – Part 1: code of practice for design and construction. British Standard Institution. – London, 1997. – 163 p.
9. CEB-FIP Model Code 90. – London, Tomas Telford, 1998. – 462 p.
10. CIRSOC 201. Reglamento Argentino De Estructuras De Hormigon. – INTI, Buenos-Aires, 2005. – 518 p.
11. CSA A23.3-04. Design of concrete structures. – Canadian Standard Association, 2004. – 214 p.
12. DIN 1045-1:2001. Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion. – Berlin, Beuth Verlag GmbH, 2001. – 148 p.
13. EHE. Instruccion de Hormigon Estructural. – Madrid, 1999. – 360 p.
14. ENV 1992-1-1:1992. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings. – CEN, Brussels, 1991. – 176 p.
15. EN 1992-1-1:2004. Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings. – CEN, Brussels, 2004. – 225 p.
16. GB 50010-2002. Code for Design of Concrete Structures. – Beijing, China Architecture & Building Press, 2002. – 204 p.
17. JSCE. Standard specification for concrete structures. – Japan Society of Civil Engineering, 2002.
18. NBR 6118:2003. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento (Design of structural concrete – Procedure). – ABNT. – Rio de Janeiro, 2004. – 221 p.
19. STR 2.05.05:2005. Betoninių ir gelžbetoninių konstrukcijų projektavimas. – Vinius, 2005. – 124 p.

УДК 624.012.35:69.057.43

ОЦЕНКА НАДЕЖНОСТИ МЕТОДОВ РАСЧЕТА БЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ МЕСТНОМ СЖАТИИ ПО ОТЕЧЕСТВЕННЫМ И ЗАРУБЕЖНЫМ НОРМАМ

Рак Н.А.

Введение. Железобетонные конструкции являются в настоящее время основным видом несущих конструкций зданий и сооружений по масштабам применения в строительстве Республики Беларусь. Обеспечение надежности и долговечности железобетонных конструкций является непременным условием повышения их эффективности.

Надежность и долговечность конструкций должны быть обеспечены выполнением требований нормативных документов по проектированию, качеством проектирования, качеством изготовления конструкций, качеством возведения (монтажа), выполнением требований по режиму эксплуатации.

В настоящей статье с использованием банка экспериментальных данных (БЭД) оценена точность и надежность методов расчета прочности бетонных элементов при местном сжатии, используемых в нормативных документах различных стран.

Оценка надежности методов расчета. Оценка надежности методов расчета прочности бетона при местном сжатии, регламентированных европейскими [1] и отечественными нормами [2], выполнялась согласно приложению D дейст-

вующего в Республике Беларусь базового документа [3] системы строительных Еврокодов.

Общая последовательность оценки надежности методов расчета представлена в таблице и состояла из нескольких этапов.

Таблица 1 – Общая последовательность и основные зависимости для сопоставления надежности методов расчетов норм [1] и [2] в соответствии с положениями [3]

Этап расчета, параметр	Нормативный документ	
	[1]	[2]
Расчетные зависимости норм	$F_{cud} = f_{cd} \cdot A_{c0} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}}$	$F_{cud} = f_{cd} \cdot A_{c0} \left[1 + 12,5 \frac{f_{ctm}}{f_c} \left(\sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} - 1 \right) \right]$
Этап 1. Расчетная модель в форме функции сопротивления	$F_{ctm} = f_c \cdot A_{c0} \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}}$	$F_{ctm} = f_c \cdot A_{c0} \left[1 + 12,5 \frac{\rho(f_c)}{f_c} \left(\sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} - 1 \right) \right]$
Этап 3. Поправка среднего значения b	0,9849	0,9790
Этап 4. Коэффициент вариации V_δ для величины рассеяния δ	0,1352	0,1420
Этап 6. Коэффициент вариации прочности бетона V_{f_c}	$\frac{\sigma_{f_c}}{f_c}$	$\frac{\sigma_{f_c}}{f_c} \left[\frac{1 + \frac{2}{3} \frac{\alpha}{1 - 1,64(\sigma_{f_c}/f_c)}}{1 + \alpha} \right]$
Этап 6. Коэффициент вариации площади нагружения V_{A_0}	$\frac{1}{2} \sqrt{\left(\frac{\sigma_{a_0}}{a_0} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_{b_0}}{b_0} \right)^2}$	$\frac{1}{2} \left(2 - \frac{\beta}{1 + \alpha} \right) \sqrt{\left(\frac{\sigma_{a_0}}{a_0} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_{b_0}}{b_0} \right)^2}$
Этап 6. Коэффициент вариации площади распределения V_{A_1}	$\frac{1}{2} \sqrt{\left(\frac{\sigma_{a_1}}{a_1} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_{b_1}}{b_1} \right)^2}$	$\frac{1}{2} \left(\frac{\beta}{1 + \alpha} \right) \sqrt{\left(\frac{\sigma_{a_1}}{a_1} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_{b_1}}{b_1} \right)^2}$
Этап 6. Суммарный коэффициент вариации переменных V_n		$V_n = \sqrt{V_\delta^2 + V_{f_c}^2 + V_{A_1}^2}$
Этап 6. Суммарный коэффициент вариации функции сопротивления V_r		$V_r = \sqrt{V_\delta^2 + V_n^2}$
Параметры для вычисления коэффициентов вариации базисных переменных по [28]		
$\alpha = 12,5 \frac{\rho(f_c)}{f_c} \left(\sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} - 1 \right), \quad \beta = 12,5 \frac{\rho(f_c)}{f_c} \frac{A_{c1}}{\sqrt{A_{c0}}}$		

Этап 1. Формулирование расчетной модели в форме теоретической функции сопротивления $r_i = g_n(X)$, которая содержит все определяющие основные базисные переменные X , оказывающие воздействие на рассматриваемое предельное состояние.

Поскольку базисные переменные должны быть независимы в теоретической функции сопротивления для норм [2], среднее сопротивление бетона осевому растяжению заменено функцией $\rho(f_c)$ нормативного сопротивления бетона осевому сжатию следующего вида $\rho(f_c) = 0,3 \cdot (f_c - 1,64 \cdot \sigma_{f_c})^{2/3}$, где f_c — средняя прочность бетона осевому сжатию, σ_{f_c} — среднеквадратическое отклонение прочности бетона.

Этап 2. Сравнение экспериментальных и теоретических значений с построением диаграммы, содержащей пары этих значений.

Для сравнения выбраны экспериментальные значения из банка экспериментальных данных [4], использованного при совершенствовании расчетной модели норм [5] в процессе разработки проекта технического кодекса [2]. Поскольку в методиках расчета [1] и [2] введены ограничения по размерам площади распределения, из этой базы были отобраны только те экспериментальные данные, которые отвечают этим ограничениям. Общее число экспериментальных значений составило 564, в том числе 262 из основной выборки и 302 из дополнительной. Полученные диаграммы свидетельствуют о том, что оцениваемые методы расчета прочности бетона при местном сжатии [1] и [2] позволяют получить теоретические значения, удовлетворительно совпадающие с экспериментальными значениями. Обращает на себя внимание, что это характерно для значений, отобранных как из основной, так и из дополнительной выборки банка данных.

Этап 3: Определение поправки среднего значения b .

Этап 4: Определение коэффициента вариации величины рассеяния δ .

Этап 5: Проверка совместимости.

Для сравниваемых методов расчета [1] и [2] полученные значения поправки среднего значения b (таблица) близки к 1, а значения коэффициента вариации величины рассеяния δ не превышает 0,15. При проверке совместимости не выявлено существенных систематических отклонений, исключение которых позволило бы улучшить сходимость и уточнить вид функции сопротивления.

Этап 6: Определение коэффициентов вариации базисных переменных V_{X_i} .

В качестве базисных переменных X , оказывающих воздействие на рассматриваемое предельное состояние, приняты следующие переменные:

1) прочность бетона при осевом сжатии f_c ;

2) площадь приложения нагрузки $A_{c0} = a_0 \cdot b_0$, где a_0 и b_0 — размеры площади;

3) условная площадь распределения нагрузки $A_{c1} = a_1 \cdot b_1$, где a_1 и b_1 — размеры площади.

Согласно требованиям европейского стандарта [6] при контроле соответствия качества бетона принято, что среднее значение прочности бетона должно превышать гарантируемое изготовителем с обеспеченностью 95 % нормативное значение не менее чем на 5 МПа. Из этого следует, что среднеквадратическое отклонение прочности бетона не должно превышать $\sigma_{f_c} = 5 / 1,64 \approx 3$ МПа независимо от значения прочности бетона.

Номинальные (принимаемые для расчета) размеры площадей a_0 , b_0 , a_1 и b_1 указываются в проектной документации, а предельные отклонения этих размеров устанавливаются техническими условиями на изготовление конструкций. При этом считается, что предельное отклонение от номинального размера соответствует двум среднеквадратическим отклонениям этого размера. С учетом этого, по значениям, установленным отечественным стандартом [7] и европейскими стандартами [8, 9] предельных отклонений, были вычислены отношения среднеквадратического отклонения номинального размера σ_a к значению номинального размера a .

Зависимости для вычисления значений коэффициентов вариации прочности бетона V_f , площади нагружения V_{A_0} , площади распределения V_{A_1} , а также суммарного коэффициента вариации переменных V_r приведены в таблице. При дальнейших вычислениях V_{A_0} принято $a_0 = b_0 = 100$ мм, а для вычисления V_{A_1} принято $a_1 = b_1$ на трех уровнях – 150, 200 и 300 мм.

Результаты вычислений значений суммарного коэффициента вариации V_r функции сопротивления свидетельствуют о том, что представленный в [2] метод расчета прочности бетонных элементов для бетона классов $C^{50/60}$ и ниже дает меньшие значения этого коэффициента, чем метод расчета европейских норм [1]. Для бетонов классов выше $C^{50/60}$ оба метода дают примерно одинаковый результат.

После определения значений суммарного коэффициента вариации V_r функции сопротивления были определены значения индексов надежности β , обеспечиваемых методами расчета норм [1] и [2].

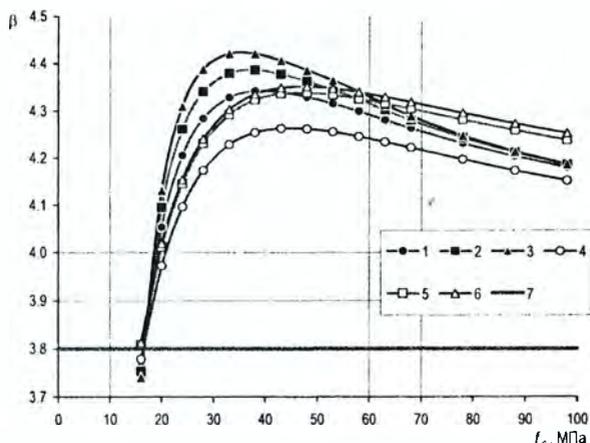
Значения индексов надежности β определялись по формуле:

$$\beta = \frac{g_n(X_m) \cdot g_n(X_d)}{\alpha_R \cdot V_r \cdot g_n(X_m)} - \frac{f_{cm} - f_{cd}}{\alpha_R \cdot V_r \cdot f_{cm}},$$

где $g_n(X_m)$ – значение функции сопротивления при средних значениях базисных переменных; $g_n(X_d)$ – то же при расчетных значениях базисных переменных; α_R – средневзвешенный коэффициент для стороны сопротивления (по методу надежности 1 порядка), принимаемый согласно [3] равным 0,8; V_r – суммарный коэффициент вариации функции сопротивления; f_{cm} и f_{cd} – соответственно среднее и расчетное сопротивление бетона осевому сжатию.

Результаты вычислений представлены на рисунке, на котором дополнительно показана линия, отвечающая значению индекса надежности $\beta = 3,8$, которое соответствует классу надежности RC 2 (базовый период службы 50 лет). Анализ приведенных данных свидетельствует о том, что расчет по методу [2] дает, как правило, более высокие значения индекса надежности, чем расчет по [1], а, следовательно, обеспечивает более высокую надежность конструкций.

По характеру изменения значений индексов надежности β можно выделить два диапазона, первый из которых соответствует бетонам класса по прочности на сжатие $C^{30/37}$ и ниже, а второй – бетонам более высоких классов.



- 1, 2, 3 – расчет по [2] соответственно при $A_{c1}/A_{c0} = 2,25$; $A_{c1}/A_{c0} = 4$ и $A_{c1}/A_{c0} = 9$.
 4, 5, 6 – расчет по [1] соответственно при $A_{c1}/A_{c0} = 2,25$; $A_{c1}/A_{c0} = 4$ и $A_{c1}/A_{c0} = 9$;
 7 – линия, соответствующая значению индекса надежности $\beta = 3,8$

Рисунок – Зависимость значений индексов надежности β от значений нормативного сопротивления бетона f_{ck}

В первом диапазоне происходит рост значений индекса надежности с 3,7 до 4,25...4,45. При этом полученные по методам расчета [1] и [2] индексы надежности превышают значения индекса надежности $\beta = 3,8$ только для бетона класса по прочности на сжатие $C^{12}/_{15}$ и выше. При применении бетона класса по прочности на сжатие $C^8/_10$ обеспечивается только условие $\beta > 3,3$, что соответствует классу надежности RC 1 (базовый период службы не более 25 лет). На основании полученных результатов можно сделать вывод о том, что не следует применять для работающих на местное сжатие конструкций класса надежности RC 2 бетон класса по прочности на сжатие $C^8/_10$.

Во втором диапазоне с ростом класса по прочности на сжатие наблюдается некоторое снижение значений индекса надежности с 4,25...4,45 до 4,15...4,25.

Следует отметить, что с увеличением отношения A_{c1}/A_{c0} увеличиваются и значения индекса надежности как при расчете по методу норм [2], по методу норм [1]. При этом для бетона классов по прочности на сжатие $C^{30}/_{60}$ и ниже расчет по методу норм [2] всегда дает более высокие значения индекса надежности, чем расчет по методу норм [1]. При бетоне более высоких классов это наблюдается только при условии $A_{c1}/A_{c0} < 3,0$.

Заключение. Выполненная согласно положениям [3] оценка надежности методов расчета прочности бетона при местном сжатии показала, что представленный в [2] метод расчета, как правило, дает более высокие значения индекса надежности, чем расчет по [1], а, следовательно, обеспечивает более высокую надежность конструкций.

Исходя из обеспечиваемого методами расчета [1] и [2] индексов надежности, не рекомендуется применять для работающих на местное сжатие конструкций класса надежности RC 2 бетон класса по прочности на сжатие $C^8/_10$.

Список цитированных источников

1. EN 1992-1-1:2004. Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings – CEN, Brussels, 2004. – 225 p.
2. ТКП 45-5.03-XX-20XX (02250) Бетонные и железобетонные конструкции: Общие правила проектирования ненапряженных конструкций из тяжелого бетона (первая редакция). – Часть 2. – 227 с.
3. СТБ ЕН 1990-2007 Еврокод. Основы проектирования несущих конструкций. / МАНС РБ – Минск, 2008. – 64 с.
4. Рак, Н.А. Совершенствование методики расчета бетонных элементов при местном сжатии с использованием банка экспериментальных данных / Н.А. Рак // Строительная наука и техника – 2007. – № 5 (14). – С. 84–90.
5. СНБ 5.03.01–02 Конструкции бетонные и железобетонные. / МАНС РБ – Минск, 2003. – 140 с.
6. EN 206-1:2000. Concrete – Part 1: Specification, performance, production and conformity. – CEN, Brussels, 2000. – 72 p.
7. СТБ 1178-99. Колонны железобетонные для зданий и сооружений / МАНС РБ. – Минск, 2000. – 13 с.
8. prEN 13369:2003. Common rules for precast concrete products. – CEN, Brussels, 2003. – 64 p.
9. prEN 13225:2004. Precast concrete products – Linear elements. – CEN, Brussels, 2004. – 31 p.

УДК 624.012.35:69.057.43

СОПОСТАВЛЕНИЕ МЕТОДОВ РАСЧЕТА БЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ МЕСТНОМ СЖАТИИ ПО ОТЕЧЕСТВЕННЫМ И ЗАРУБЕЖНЫМ НОРМАМ

Рак Н.А.

Введение. Надежность и долговечность конструкций должны быть при проектировании обеспечены соответствующим выбором начальных показателей качества материалов (бетона и арматуры), назначением соответствующих геометрических параметров конструкции (размеров сечений, количество и расположение арматуры). При выбранных начальных показателях качества материалов определение соответствующих геометрических параметров конструкции выполняется по расчетным зависимостям норм.

Предельное усилие, воспринимаемое конструкцией, определяется по расчетным зависимостям, приведенным в используемых при проектировании нормативных документах. Таким образом, включаемые в нормативные документы методы расчета в значительной степени определяют надежность и долговечность железобетонных конструкций.

В связи с этим включаемые в нормативные документы методы расчета должны удовлетворять ряду требований. В-первых, методы расчета должны основываться на результатах экспериментальных исследований, выполненных при широком варьировании параметров материалов и геометрических параметров конструкций. Во-вторых, расчетные зависимости должны в максимальной степени отражать реальное напряженно-деформированное состояние конструкции и схему разрушения, а также содержать геометрические параметры конструкций и характеристики материалов, поддающиеся контролю. В-третьих, рас-

четные зависимости должны обладать математической простотой, достигаемой, однако, при обязательном обеспечении необходимой точности и надежности. В-четвертых, структура расчетных зависимостей должна позволять путем введения дополнительных коэффициентов учитывать при необходимости особенности работы, вид бетона конструкций, изготовленных из бетонов различных видов (тяжелого трехкомпонентного бетона, тяжелого мелкозернистого бетона, легкого бетона и т.д.).

Классификация расчетных зависимостей норм. Выполнен анализ расчетных зависимостей, представленных в нормативных документах СССР, Республики Беларусь, Российской Федерации и других стран (всего 28 документов). Следует отметить, что в большинстве нормативных документов из большего многообразия возможных схем приложения нагрузки на нагружаемой плоскости конструкции представлена только концентричная схема. Это обусловлено тем, что она наиболее часто встречается в расчетах конструкций, а также тем, что именно по этой схеме выполнено большинство экспериментальных исследований, т.е. имеется наиболее представительная выборка экспериментальных данных. Другие схемы приложения представлены только в нормах СССР (СНиП 2.03-01-84), Республики Беларусь (СНБ 5.03.01-02), Российской Федерации (СП 52-101-2003), Польши (PN-76/B-03264 и PN-B-03264:2002), Литвы (STR 2.05.05:2005). Дальнейшее сопоставление расчетных зависимостей выполнялось только для концентричной схемы нагружения.

Анализ расчетных зависимостей, представленных в нормативных документах различных стран, показал, что все зависимости можно условно разделить на две группы.

Первая группа (таблица 1) содержит зависимости 22 нормативных документов, приведенные к общему виду

$$f_{суд} = k \cdot f_{сд} \cdot \sqrt[n]{\frac{A_{с1}}{A_{с0}}} \leq \omega_{u, max} \cdot f_{сд}, \quad (1)$$

где $f_{суд}$ – прочность бетона при местном действии сжимающей нагрузки; $f_{сд}$ – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию; k – коэффициент, характеризующий повышение прочности бетона при расчете на местное сжатие; $A_{с0}$ – площадь бетона, на которую приложена местная сжимающая нагрузка; $A_{с1}$ – условная площадь бетона, на которую распределяются напряжения при местном действии сжимающей нагрузки; n – константа, характеризующая степень повышения прочности бетона при местном сжатии при возрастании условной площади распределения напряжений; $\omega_{u, max}$ – предельное значение коэффициента, характеризующего повышение прочности бетона при местном сжатии.

Следует отметить, что расчетная зависимость (1) получила широкое распространение, математически проста, при необходимости может быть учтен вид бетона конструкции путем корректировки значений константы n и предельного значения коэффициента $\omega_{u, max}$. Однако по своему смысловому содержанию зависимость является чисто эмпирической, т.е. обеспечивающей удовлетворительное численное совпадение экспериментальных и расчетных значений. В то же время реальное напряженно-деформированное состояние конструкций при местном сжатии и схему их разрушения зависимость (1) не отражает.

Таблица 1 – Расчетные зависимости для определения прочности бетона при местном сжатии (группа I)

Нормативный документ		K	n	$\gamma_{\text{бет}}$	
СНиП 2.03-01-84	при классе бетона ниже В25 $\frac{0,9 R_{bn}}{\gamma_b} = \frac{0,9 R_{bn}}{1,3} \approx 0,69 R_{bn}$	1,0	3	2,5	
	при классе бетона В25 и выше $\frac{13,5 \cdot 0,9 \cdot R_{bmn}}{\gamma_b} = \frac{13,5 \cdot 0,9 \cdot R_{bmn}}{1,5} = 8,1 R_{bmn}$	1,0	3	2,5	
СНиП 2.05.03-84	$\frac{13,5 \cdot 0,9 \cdot R_{bmn}}{\gamma_b} = \frac{13,5 \cdot 0,9 \cdot R_{bmn}}{1,5} = 8,1 R_{bmn}$	1,0	3	2	
СП 52-101-2003	$\frac{0,9 R_{bn}}{\gamma_b} = \frac{0,9 R_{bn}}{1,3} \approx 0,69 \cdot R_{bn}$	0,8	2	2,5	
СЕВ FIP 1978	$\frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{f_{ck}}{1,5} \approx 0,67 \cdot f_c$	$\rho_c > 2400$	1,0	2	3,3
		$\rho_c < 2400$	1,0	3	3,3
ENV1992-1-1, EHE	$\frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{f_{ck}}{1,8} \approx 0,56 f_{ck}$	1,0	2	3,3	
NBR 6118:2003	$\frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{1,4} \approx 0,61 \cdot f_{ck}$	1,0	2	3,3	
B4	$\frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{f_{ck}}{2,3} \approx 0,43 f_{ck}$	$\rho_c > 2400 \text{ кг/м}^3$	1,0	2	3
		$1800 < \rho_c < 2400$	1,0	2,5	2,5
		$\rho_c < 1800$	1,0	3	2
DIN 1045-1:2001	$\frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{f_{ck}}{1,8} \approx 0,56 f_{ck}$	$\rho_c \geq 2400$	1,0	2	3
		$\rho_c < 2400$	1,0	3	3
EN 1992-1-1:2004 ВБК 04	$\frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{f_{ck}}{1,8} \approx 0,56 f_{ck}$	$\rho_c \geq 2200$	1,0	2	3
		$\rho_c < 2200$	1,0	3	3
PN-B-03264:2002	$\frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{f_{ck}}{1,8} \approx 0,56 f_{ck}$	1,0	2	2,5	
СЕВ FIP 1990	$\frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{1,5} = 0,57 f_{ck}$	1,0	2	4	
GB 50010-2002	$\frac{f_{ck}}{1,2 \gamma_c} = \frac{f_{ck}}{1,2 \cdot 1,4} = 0,60 \cdot f_{ck}$	1,35	2	Нет	
Code 1/87 IBC IS 456:2000	$0,45 \cdot f_{cu} \approx \frac{0,45 \cdot f_{ck}}{0,8} \approx 0,56 \cdot f_{ck}$	1,0	2	2	
ACI 318-02, CIRSOC 201, DZ 3101.1, SBK 304	$0,65 \cdot 0,85 f_c \approx 0,55 \cdot (f_{ck} + 1,5)$	1,0	2	2	
CSA A23.3-04	$0,65 \cdot f_c \approx 0,65 \cdot (f_{ck} + 1,5)$	1,0	2	2	
AS3600	$0,6 \cdot 0,9 f_c \approx 0,54 \cdot (f_{ck} + 1,5)$	1,0	2	2	

В приведенных зависимостях сохранены обозначения соответствующих нормативных документов. R_{bn} , R_{bmn} , γ_b – соответственно нормативное (призмное) сопротивление бетона осевому сжатию, нормативное сопротивление осевому растяжению, определенные с обеспеченностью 0,95; коэффициент надежности по бетону; f_{ck} , γ_c – соответственно нормативное (цилиндрическое) сопротивление бетона осевому сжатию, определенное с обеспеченностью 0,95; коэффициент безопасности по бетону; f_{cu} – нормативное (кубиковое) сопротивление бетона осевому сжатию, определенное с обеспеченностью 0,95; f_c – нормативное (цилиндрическое) сопротивление бетона осевому сжатию, определенное с обеспеченностью 0,90; ρ_c – средняя плотность бетона (кг/м³).

Вторая группа (табл. 2) содержит зависимости 6 нормативных документов, отличающиеся от расчетной зависимости (1). Зависимости норм Польши (PN-76/B-03264) и Франции (BAEL 83 и BAEL 91) фактически основаны на одинаковом подходе к оценке динамики повышения прочности бетона при местном сжатии при возрастании условной площади распределения напряжений. Однако зависимости этих норм являются чисто эмпирическими, так же как и расчетная зависимость (1) они не отражают реальное напряженно-деформированное состояние конструкций при местном сжатии и схему их разрушения.

Таблица 2 – Расчетные зависимости для определения прочности бетона при местном сжатии (группа 2)

Нормативный документ	Зависимость
PN-76/B-03264	$\bar{R}_d = R_b \left(4 - 5 \sqrt{\frac{F_r}{F_r} + 2 \frac{F_d}{F_r}} \right) \leq 2,0$
BAEL 83	$R_{bloc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} K, \text{ где } K = 4 - 5 \sqrt{\frac{B_0}{B} + 2 \frac{B_0}{B}} < 4,0;$
BAEL 91	$R_{bloc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} K, \text{ где } K = 4 - \frac{4}{3} \sqrt{\frac{B_0}{B} + \frac{4}{3} \frac{B_0}{B}} < 3,3$
СНБ 5.03.01-02; STR 2.05.05:2005	$f_{cud} = f_{cd} \left[1 + k_u \frac{f_{cm}}{f_{cd}} \left(\sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} - 1 \right) \right] \leq 2,5(3,0) f_{cd},$ где $k_u = 0,8 \frac{f_{cd}}{f_{cm}} > 14,0$. $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{f_{ck}}{1,8} \approx 0,56 f_{ck}$
ТКІІ 45.5.03 (проект)	$f_{cud} = f_{cd} (1 + 12,5 \psi_c) \leq 3 f_{cd}, \text{ где } \psi_c = \frac{f_{cm}}{f_{cm}} \left(\sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} - 1 \right),$ $\frac{f_{cm}}{f_{cm}} \geq 0,07, f_{cd} = \frac{a_{\psi} f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{5/6 \cdot f_{ck}}{1,5} \approx 0,56 f_{ck}$

В приведенных зависимостях сохранены обозначения соответствующих нормативных документов:
 R_d , R_{bloc} , f_{cud} – прочность бетона при местном действии сжимающей нагрузки; R_b , f_{cd} – цилиндрическое или призматическое расчетное сопротивление бетона осевому сжатию; f_{c28} – нормативное (цилиндрическое) сопротивление бетона осевому сжатию; γ_b – коэффициент безопасности по бетону; f_{cd} – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению; f_{ck} – нормативное сопротивление бетона осевому сжатию; f_{cm} , f_{cm} – соответственно среднее сопротивление бетона осевому сжатию и осевому растяжению F_d , B_0 , A_{c0} – площадь бетона, на которую приложена местная сжимающая нагрузка; F_r , B , A_{c1} – условная площадь бетона, на которую распределяются напряжения при местном действии сжимающей нагрузки; ψ_c – коэффициент относительного бокового давления.

В то же время в нормах Республики Беларусь (СНБ 5.03.01-02), использованных в дальнейшем без изменений в нормах Литвы (STR 2.05.05:2005), приведены расчетные зависимости, отражающие реальное напряженно-деформированное состояние бетона как многоосного сжатия, создаваемого приложенной нагрузкой и возникающим при этом боковым давлением бетона, расположенного по периметру площади нагружения. Как известно, в условиях многоосного сжатия прочность бетона значительно возрастает, а прирост прочности примерно пропорционален величине бокового давления.

В разработанном в развитие СНБ 5.03.01-02 проекте технического кодекса установившейся практики (ТКП 45.5.03) сохранены все подходы СНБ 5.03.01-02. Однако для более полного отражения физической сущности повышения прочности бетона при местном сжатии введено понятие коэффициента относительного бокового давления, равного отношению бокового давления, определенному при среднем сопротивлении бетона осевому растяжению, к среднему сопротивлению бетона осевому сжатию.

На рисунке представлены результаты вычислений прочности бетона при местном сжатии по зависимостям различных нормативных документов при различных соотношениях площади распределения A_{c1} к площади бетона, на которую приложена местная сжимающая нагрузка. Анализ результатов вычислений показал, что рассчитанные по отечественным нормам значения практически совпадают со значениями, полученными по европейским нормам. Расчеты по нормам Китая (GB 50010-2002) дают существенно завышенные значения прочности, а по нормам СССР (СНиП 2.03-01-84), Польши (PN-76/B-03264) и Франции (BAEL 91), наоборот, существенно заниженные значения. Изменения, внесенные в нормы Российской Федерации (СП 52-101-2003), несколько уменьшили степень занижения получаемых по нормам СССР (СНиП 2.03-01-84) результатов, но дают занижение на 10...15% по сравнению с отечественными нормами.

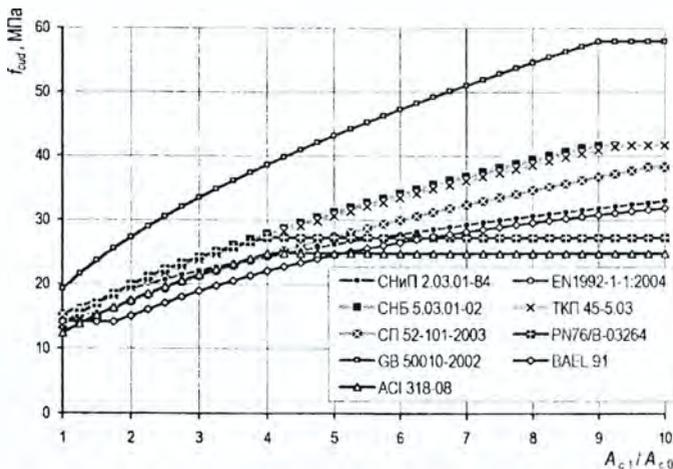


Рисунок 1 – Изменение значений прочности бетона при местном сжатии f_{cud} в зависимости от отношения площади распределения A_{c1} к площади бетона, на которую приложена местная сжимающая нагрузка A_{c0} , по различным нормативным документам (для бетона класса $C^{25}/_{30}$)

Закключение. Представленный в проекте технического кодекса (ТКП 45.5.03) метод расчета прочности бетонных элементов при местном сжатии в отличие от методов расчета европейских норм (EN 1992-1-1:2004) основан на расчетных зависимостях, отражающих реальное напряженно деформированное состояние бетона, а именно неравномерное многоосное сжатие, создаваемое приложенной нагрузкой и возникающим при этом боковым давлением бетона, расположенного по периметру площади нагружения.

ВЛИЯНИЕ ОБЪЕМНОГО КОЭФФИЦИЕНТА ФИБРОВОГО АРМИРОВАНИЯ НА ХАРАКТЕР РАЗРУШЕНИЯ СТАЛЕФИБРОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ МЕСТНОМ СРЕЗЕ

Латыш В.В., Рак Н.А.

Введение. Применение сталефибробетона значительно повышает несущую способность железобетонных элементов при продавливании, что позволяет снизить материалоемкость и трудоемкость конструкции. Однако на сегодняшний день не существует методики расчета сталефибробетонных элементов при местном срезе (продавливании), учитывающей все положительные стороны применения фибрового армирования [1].

Для изучения напряженно-деформированного состояния сталефибробетонных конструкций при продавливании были проведены экспериментальные исследования, в рамках которых изучалось влияние объемного процента фибрового армирования на величину продавливающей нагрузки.

В качестве образцов были приняты образцы-плиты размерами 1160x1160x100 мм. В качестве дисперсного армирования использовалась стальная фибра по ТУ РБ 400518274.003-2003 (проволока диаметром 0.6 мм и длиной 30 мм). Характеристика образцов представлена в таблице 1. Методика испытания и основные результаты испытаний приведены в [2].

Таблица 1 – Характеристика опытных образцов плит

№ Группы	№ пп	Марка плиты	Бетон	Продольная арматура	Объемный коэффициент фибрового армирования
1	1	ПСФБ-min-0	C ¹⁶ / ₁₀	Нижняя 9Ø5 S500	0.0
	2	ПСФБ-min-0.5			0.005
	3	ПСФБ-min-1.0		Верхняя 9Ø5 S500	0.01
	4	ПСФБ-min-1.5			0,015
2	5	ПСФБ-opt-0		Нижняя 20Ø10 S500	0.0
	6	ПСФБ-opt-0.5			0.005
	7	ПСФБ-opt-1.0		Верхняя 9Ø5 S500	0.01
	8	ПСФБ-opt-1.5			0,015

Целью проведенных авторами исследований явился анализ влияния объемного коэффициента фибрового армирования на схему образования и динамику развития трещин, а также на характер разрушения образцов.

Схема образования и динамика развития трещин. Качественным отличием работы сталефибробетонных образцов под нагрузкой является более поздний момент трещинообразования по сравнению с образцами без фибрового армирования, у которых появление трещин фиксировалось уже на первых этапах нагружения.

На рисунке 1 показана картина разрушения сталефибробетонных образцов при продавливании. Для сравнения приводятся элементы без фибрового армирования (ПСФБ-min-0, ПСФБ-opt-0) и образцы с максимальным содержанием фибры, принятым в эксперименте (ПСФБ-min-1.5, ПСФБ-opt-1.5)

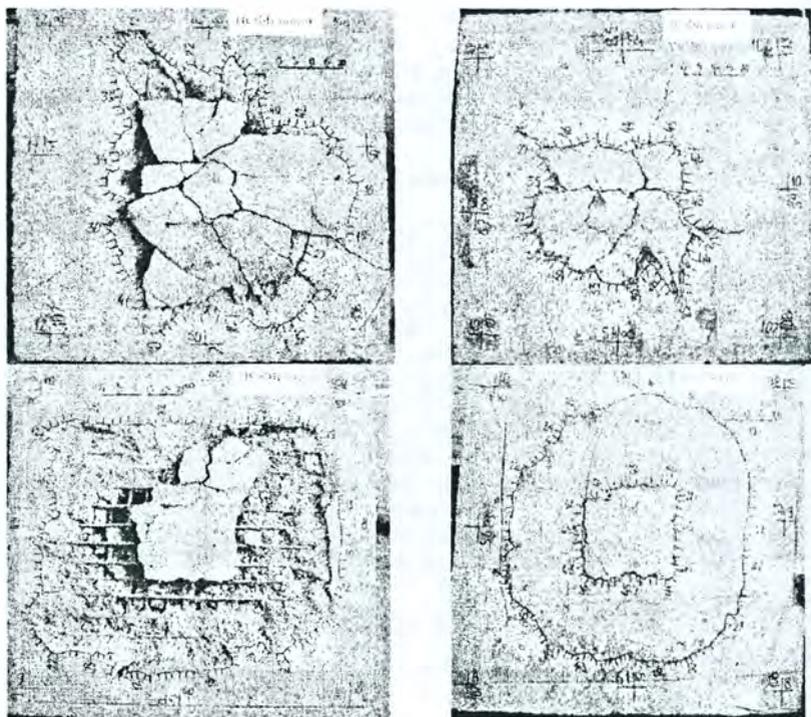


Рисунок 1 — Картина разрушения сталесфибробетонных образцов и образцов из обыкновенного бетона при продавливании

Сравнивая картины разрушения образцов с разным содержанием фибрового армирования, необходимо отметить, что область распространения трещин для образцов с фибровой арматурой меньше, чем у образцов из обыкновенного бетона. В процессе эксперимента не производился контроль ширины раскрытия трещин, так как это не является предметом исследования, но следует отметить, что ширина раскрытия трещин у элементов из обыкновенного бетона заметно больше. Кроме того, разрушение образцов из обыкновенного бетона сопровождалось обширным отслоением защитного слоя.

Методика измерений фактических геометрических характеристик пирамиды продавливания. Поскольку извлечение из опытных образцов пирамиды продавливания было трудоемким из-за их раскалывания и наличия продольного армирования, был полностью удален бетон этой пирамиды и установлены фактические границы критического периметра по оставшейся части образца. Точки границы критического периметра (точки пересечения боковой гранью пирамиды стержней продольной арматуры) фиксировались по отпечатку продольной арматуры на поверхности бетона. Затем найденные точки соединялись плавной кривой, после чего определялось фактическое значение длины критического периметра (рис. 2). Аналогично определялся и периметр пирамиды продавливания на нижней плоскости плиты.

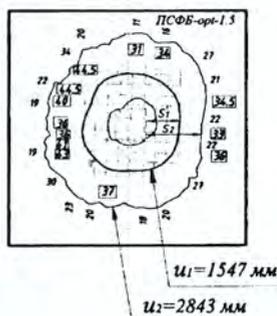
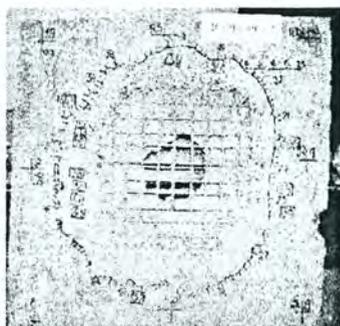


Рисунок 2 — К определению геометрических характеристик пирамиды продавливания

По результатам измерений были определены: u_1 – периметр пирамиды продавливания на уровне продольной рабочей арматуры плиты; u_2 – периметр пирамиды продавливания на нижней плоскости плиты.

Определение расчетом дополнительных геометрических характеристик пирамиды продавливания. С использованием положений норм [3] были определены расстояния s_1 от грани приложения нагрузки до периметра u_1 по формуле

$$s_1 = \frac{u_1 - 4a}{2\pi}$$

и расстояние s_2 от грани приложения нагрузки до периметра u_2 по формуле:

$$s_2 = \frac{u_2 - 4a}{2\pi}$$

где сторона площадки приложения нагрузки $a = 150$ мм.

Затем были определены значения тангенсов углов наклона граней пирамиды продавливания по формулам

$$\operatorname{tg}\alpha_1 = \frac{s_1}{d} \text{ и } \operatorname{tg}\alpha_2 = \frac{s_2 - s_1}{h - d},$$

где α_1 – угол наклона к вертикали грани пирамиды продавливания в пределах рабочей высоты плиты; α_2 – угол наклона к вертикали грани пирамиды продавливания ниже плоскости расположения арматуры; h – полная высота плиты.

Исходные данные и результаты вычисления представлены в таблице 2 и на рисунках 3 и 4.

Таблица 2 – Определение геометрических характеристик пирамиды продавливания

Марка плиты	h , мм	d , мм	a , мм	u_1 , мм	u_2 , мм	s_1 , мм	s_2 , мм	$\operatorname{tg}\alpha_1$	$\operatorname{tg}\alpha_2$
ПСФБ-min-0	102	64	150	1742	3679	182	490	2.84	8.1
ПСФБ-min-0.5	101	73	150	1555	3196	152	413	2.08	9.3
ПСФБ-min-1	101	77	150	1620	2922	162	370	2.1	8.7
ПСФБ-min-1.5	100	75	150	1368	2391	122	285	1.63	6.5
ПСФБ-опт-0	106	75	150	1350	3490	119	460	1.59	11
ПСФБ-опт-0.5	100	70	150	1632	3050	164	390	2.34	7.5
ПСФБ-опт-1	100	70	150	1462	2632	137	323	1.96	6.2
ПСФБ-опт-1.5	101	72	150	1547	2843	151	357	2.1	7.1

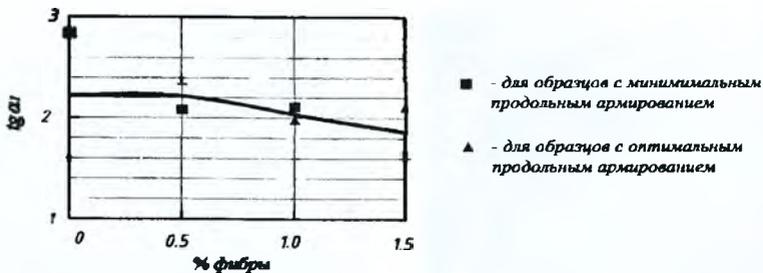


Рисунок 3 — Зависимость тангенса угла наклона к вертикали грани пирамиды продавливания в пределах рабочей высоты плиты от процента фибрового армирования

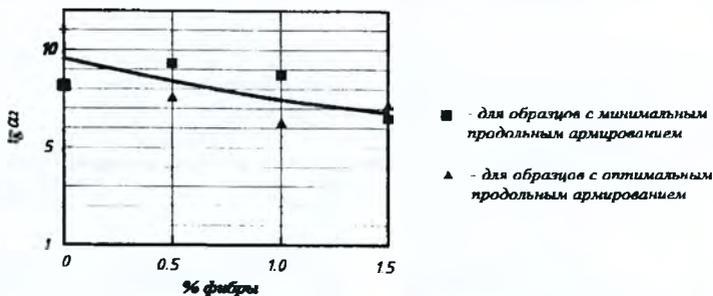


Рисунок 4 — Зависимость тангенса угла наклона к вертикали грани пирамиды продавливания ниже плоскости расположения арматуры от процента фибрового армирования

Как следует из приведенных результатов вычислений, с увеличением процента фибрового армирования наблюдается уменьшение длины критического периметра, а также периметра пирамиды продавливания в плоскости нижней грани плиты. Происходит также уменьшение угла наклона к вертикали грани пирамиды продавливания в пределах рабочей высоты плиты, что ранее отмечалось в работе [4], выполненной при использовании фибры другого типа.

Закключение. Анализ экспериментальных данных показал, что увеличение объемного процента фибрового армирования сопровождается:

изменением характера образования и развития трещин, а также характера формирования пирамиды продавливания;

уменьшением угла наклона к вертикали грани пирамиды продавливания в пределах рабочей высоты плиты;

уменьшением угла наклона к вертикали грани пирамиды продавливания ниже плоскости расположения арматуры;

увеличением нагрузки при образовании трещин ;

увеличением нагрузки при разрушении от продавливания.

Список цитированных источников

1. Латыш, В.В. Применение сталефибробетона – путь повышения прочности железобетонных элементов при продавливании (местном срезе) / В.В. Латыш, И.А. Рак // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: сб. тр. XV междунар науч - методич. семинара, Полоцк, 27–28 ноября 2008 г.; ред. кол.: Д.Н. Лазовский (отв. ред.), Т.М. Нецольд, А.А. Бакатович: в 2 т. – Новополоцк: ПГУ, 2008. – Т. 1. – С.181–186.

2. Латыш, В.В. Экспериментальные исследования сталефибробетонных элементов при продавливании (местном срезе) / В.В. Латыш, Н.А. Рак // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: сб. тр. XV междунар. науч.-методич. семинара, Полоцк, 27–28 ноября 2008 г.; ред. кол.: Д.Н. Лазовский (отв. ред.), Т.М. Пецольд, А.А. Бакалович: в 2 т. – Новополоцк: ПГУ, 2008. – Т.1. – С. 187–191.

3. Конструкции бетонные и железобетонные: СНБ 5.03.01-02 / МАиС РБ. – Минск, 2003. – 140 с.

4. Narayanan, R. Punching shear tests on steel-fiber-reinforced micro-concrete slabs" / R. Narayanan, I. Darwish // Magazine of Concrete Research. – March, 1987. – V. 39, No. 138. – P. 42–50.

УДК 624.012.45.046

ОЦЕНКА ТОЧНОСТИ МЕТОДИКИ РАСЧЕТА ПРОЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ МЕСТНОМ СРЕЗЕ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ БАНКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ДАННЫХ

Тамкович С.Ю., Рак Н.А.

Введение. В настоящее время в Республике Беларусь ведется работа по созданию технических кодексов установившейся практики Республики Беларусь (далее ТКП) в области проектирования железобетонных конструкций. Важным требованием при разработке этого ТКП явилось включение в него, как правило, только тех методов расчета, которые основаны на максимально приближенных к реальным физическим расчетным моделях. В данной статье рассмотрены возможности использования банка экспериментальных данных (БЭД) при оценке точности методов расчета железобетонных конструкций при продавливании. Сформулированы критерии формирования БЭД, требования к полноте представления экспериментальных данных. Показан порядок формирования БЭД для случая продавливания плиты без поперечной арматуры центрально сжатой колонной. На основе использования этого БЭД в дальнейшем будут разработаны предложения по дальнейшему совершенствованию методики расчета прочности железобетонных элементов при продавливании.

Основные положения методики расчета. Согласно методике расчета норм [1] прочность плиты без поперечного армирования на продавливание (местный срез) следует проверять из условия

$$R_{\text{сж}} \leq R_{\text{кж}}, \text{ - max} \left\{ \left[0,15k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ct})^{0,5} \right] \cdot \frac{u \cdot d}{\beta}, \right. \\ \left. 0,5 \cdot f_{ct} \cdot \frac{u \cdot d}{\beta} \right. \quad (1)$$

где f_{ct} — нормативное (характеристическое) сопротивление бетона осевому сжатию;

k — коэффициент, который определяется по формуле:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2, \quad (2)$$

здесь (d — в мм); d — рабочая высота сечения, определяемая по формуле:

$$d = \frac{(d_x + d_y)}{2}. \quad (3)$$

здесь d_x, d_y — рабочие высоты плиты в x -направлении и y -направлении соответственно, определяемые в критическом сечении; ρ_l — коэффициент продольного армирования, который определяется по формуле:

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \leq 0,02, \quad (4)$$

здесь ρ_{lx}, ρ_{ly} — коэффициенты продольного армирования в x -направлении и y -направлении соответственно, рассчитанные для ширины плиты, равной ширине колонны плюс $3d$; u — критический периметр, определяемый для круговых и прямоугольных в плане площадей приложения местной нагрузки на расстоянии $1,5d$ от их внешней грани; f_{ct} — расчетное сопротивление бетона растяжению; β — коэффициент, учитывающий влияние внецентренного приложения нагрузки.

Формирование и критерии составления БЭД. Сформированный по доступным литературным источникам банк экспериментальных данных по испытаниям железобетонных элементов на продавливание содержит 7 групп сведений. Название групп и перечень параметров, содержащихся в каждой из них, с указанием обозначения, размерности и определения приведен в таблице 1. Банк экспериментальных данных на данный момент составлен по более чем 40 источникам и содержит свыше 680 образцов.

Таблица 1 — Перечень параметров БЭД по испытаниям железобетонных образцов на местный срез

Параметр	Единица измерения	Определение
1	2	3
ОБЩИЕ ДАННЫЕ		
Номер образца		Порядковый номер в базе
Автор		Автор, год
Марка образца		Обозначение, данное автором
РАЗМЕРЫ ОБРАЗЦА		
l	мм	Длина образца
b	мм	Ширина образца
\emptyset	мм	Диаметр образца
h	мм	Высота образца
d	мм	Рабочая высота образца
ФОРМА И РАЗМЕРЫ ПЛОЩАДКИ НАГРУЖЕНИЯ (ПГТМПА)		
FL		Форма площадки нагружения
l_c	мм	Длина площадки нагружения
b_c	мм	Ширина площадки нагружения
\emptyset_c	мм	Диаметр площадки нагружения
u_c	мм	Периметр площадки нагружения
ПРОЧНОСТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНА		
$f_{c\ кубе}$	МПа	Кубиковая прочность бетона
f_{ck}	МПа	Призменная прочность бетона
f_{ctk}	МПа	Прочность бетона на осевое растяжение
ПРОЧНОСТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ПРОДОЛЬНОЙ АРМАТУРЫ		
f_{yk}	МПа	Прочность продольной арматуры
$\emptyset_{ар}$	мм	Диаметр арматуры

Продолжение таблицы 1

1	2	3
A_s	мм ²	Площадь арматуры
ρ	%	Коэффициент продольного армирования
ХАРАКТЕРИСТИКИ РАЗРУШЕНИЯ ОБРАЗЦА		
α	°	Угол пирамиды продавливания
ОПЫТНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ НАГРУЗКИ		
V_{exp}	кН	Разрушающая нагрузка

На первом этапе формирования БЭД из полной выборки были исключены образцы малой высоты (рабочая высота менее 90 мм). На втором этапе из оставшейся выборки были исключены образцы, имеющие расстояние от внешней грани колонны до свободного края плиты менее чем $3d$ (где d — рабочая высота плиты), а также из бетонов, имеющих прочность менее 10 МПа. После первых двух этапов формирования БЭД содержал 374 образца. Основная выборка с краткими сведениями приведена в таблице 2.

Таблица 2 — Основная выборка с краткими данными опытных образцов и результатами вычислений

Автор (год исследования)	Кол-во	d , мм	l_c , мм	f_{ck} , МПа	ρ , %	V_{exp} , кН	V_{cal} , кН
Elstner (1956)	30	102~117	254	12,8~50,6	1~3,72	287~579	230~488
Kinnunen (1960)	12	117~128	150	25,1~28,5	0,48~1,04	255~438	218~350
Мос (1961)	16	114	254	21,2~25,8	1,05~1,5	362~440	261~361
Andersson (1963)	11	119~123	300	23,4~29,9	0,76~1,06	249~459	225~325
Franz (1963)	13	125~129	210	19,8~26,9	0,48~1,21	280~432	222~318
Langohr (1976)	6	110,7	305	27,6	1,41	421~532	363
Petcu (1979)	7	110~203	200	22,1~32,1	0,43~0,8	275~636	235~489
Seible (1980)	7	121	305	33,6	1,17	580~623	419~422
Regan (1980, 1986)	34	93~259	150	9,52~102	0,58~1,4	123~1800	97~1355
Mokhtar (1985)	5	113	250	35,4~47,2	1,46	520~583	376~422
Tolf (1988, 1989)	8	100~200	150	22,9~26,3	0,34~0,8	144~603	114~607
Broms (1990)	4	150	250	17,2~27,9	0,58~0,94	415~558	321~452
Hussein (1991)	11	95~120	150	30~80	0,49~2,33	178~645	200~499
Gomes (1991, 1999, 2004)	7	153~164	200	28,4~41,1	1,23~1,31	693~830	535~599
Chana (1992, 1993)	6	188~210	300	37~40	0,79~0,85	981~1283	761~920
Yamada (1992)	5	167	300	18,8~20,3	1,32	600~762	561~579
Ramdane (1996)	6	100	150	54,4~99,2	0,58~1,28	190~405	214~344
Marzouk (1997)	4	120	250	61,2~80	0,89~2,3	419~645	426~499
Oliveira (1999, 2004)	5	103~108	120	57~66,4	1,08~1,3	240~386	277~291
Beutel (2000, 2002)	5	190	400	21,9~37,5	0,59~0,81	615~1276	486~871
Osman (2000)	5	115~120	250	36~76	0,5~1	295~538	296~511
Ebead (2002, 2004)	8	120~125	250	33~35	0,35~1	250~450	271~354
Mirzaci (2008)	11	102	130	31~40,4	0,25~1,41	176~295	137~244

Примечание:

В таблице представлены исследования, в которых были испытаны 4 и более опытных образцов.

Оценка точности методики расчета. Для оценки точности и надежности методики расчета по зависимостям (2) и (4) были определены значения коэффициента k , процента продольного армирования ρ и критического периметра u для каждого образца. Далее для каждого образца находилось теоретическое значение разрушающей нагрузки при местном срезе. Результаты вычислений приведены в таблице 2, а также на рисунке 1. Как видно из графика, расчетная зависимость (1) дает достаточно хорошее совпадение с опытными значениями. Среднее по образцам отношение экспериментальных значений к рассчитанным оказалось равным 1,205 при коэффициенте вариации 0,137. Это свидетельствует о том, что предлагаемая методика расчета обладает требуемой точностью и обеспечивает необходимую надежность расчета при местном срезе железобетонных элементов для случая продавливания плиты без поперечной арматуры центрально сжатой колонной.

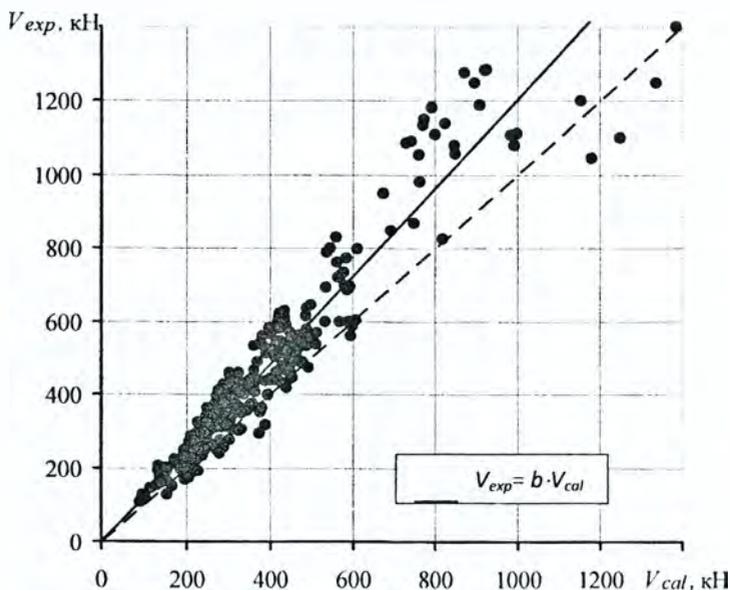


Рисунок 1 – Сравнение опытных, V_{exp} и расчетных, V_{cal} значений разрушающих усилий при местном срезе (продавливании)

Заключение. Рассмотрены возможности использования банка экспериментальных данных (БЭД) при совершенствовании методов расчета железобетонных конструкций при местном срезе (продавливании). Сформулированы критерии формирования БЭД и показан порядок формирования БЭД для случая продавливания плиты без поперечной арматуры центрально сжатой колонной. Выполнена оценка точности предложенной методики расчета с результатами экспериментальных исследований. Показано, что эта методика расчета обладает требуемой точностью и обеспечивает необходимую надежность расчета, что позволяет рекомендовать разработанную методику для использования в разрабатываемых технических нормативных правовых актах Республики Беларусь по проектированию бетонных и железобетонных конструкций.

Список цитированных источников

1. Национальный комплекс нормативно-технических документов в строительстве. Строительные нормы Республики Беларусь: Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01–02 Введен 01.07.03. – Минск, Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2003. – 140 с.
2. Beutel, R. Durchstanzen schubbewehrter Flachdecken im Bereich von Innenstützen: Diss. ... Doktors der Ingenieurwissenschaften / R. Beutel. – Aachen, 2002. – 355 s.
3. Ebead, U. Strengthening of two-way slabs subjected to moment and cyclic load / U. Ebead, H. Marzouk // ACI Structural Journal. – Jul/Aug., 2002. – V. 99, № 4. – P. 435–444
4. Ebead, U. Tension-Stiffening Model for FRP-Strengthened Concrete Two-Way slabs / U. Ebead, H. Marzouk // Materials and Structures (Materiaux et Constructions), RILEM Publications. – 2004. – V. 37.
5. Marzouk, H. Punching shear of slabs: crack and size effects / H. Marzouk, M. Osman, A. Hussein // Magazine of Concrete Research. – Feb., 2002. – V. 54, No. 1. – P. 13–21.
6. Mirzaci, Y. Tests on the Post-Punching Behavior of Reinforced Concrete Flat Slabs / Y. Mirzaci // Ecole Polytechnique Federale de Lausanne Institut de Structures Laboratoire de Construction en Beton. – June 2008. – 58 p.
7. Moc J. Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs and Footings under Concentrated Loads // Development Department Bulletin No. D47, Portland Cement Association. — 1961.— 130 p.
8. Qi Zhang. The punching strength of high-strength flat slabs: experimental study / Qi Zhang // Memorial University of Newfoundland, St. John's, Newfoundland. – 2003. – 34 p.

УДК 953.23.56

ОЦЕНКА СОДЕРЖАНИЯ ХЛОРИДОВ В ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ МЕТОДОМ ЛАЗЕРНОЙ СПЕКТРОМЕТРИИ

С.Н. Леонович, В.Ю. Гуринович
В.С. Бураков, С.Н. Райков

1. Введение. Общеизвестным фактором, способствующим снижению прочностных характеристик железобетонных конструкций, является миграция внутрь конструкции ионов хлора, являющихся активными катализаторами процесса коррозии, как самого бетона, так и стальной арматуры.

Определение количественного содержания хлоридов в железобетонных конструкциях осуществляется достаточно трудоемкими химическими методами, связанными с отбором пробы, необходимой пробоподготовкой, растворением анализируемого материала. Кроме того, данные методы не позволяют оперативно получать информацию о количественном содержании хлоридов по сечению конструкции. В связи с этим возникает потребность в разработке новых методов, позволяющих быстро и качественно выполнять сбор информации об эксплуатируемой железобетонной конструкции.

В данной статье представлены результаты оптимизации условий спектрального определения содержания хлора и представлены данные мониторинга железобетонной конструкции, эксплуатирующейся в агрессивных условиях, методом лазерной индуцированной пробной спектроскопии.

2. Определение хлоридов в бетоне методом спектрального анализа

Измерение элементов, таких как хлор, в строительных материалах представляет собой сложную задачу вследствие низких концентраций и относительной слабости спектральных линий этих элементов по сравнению со спектральными линиями основных компонентов бетона.

Существует несколько подходов к усилению спектра в целом, в том числе и интенсивности линии хлора. Это использование так называемых сдвоенных лазерных импульсов. При этом первый импульс создает расширяющейся факел плазмы, на который налагается поток излучения второго лазерного импульса. Применение такого варианта абляции и возбуждения вещества приводит к возрастанию интенсивности спектральных линий анализируемого образца. Однако такой подход представляется более усложненным по схемотехнике, связан с повышением стоимости оборудования и измерений. Также для увеличения интенсивности линии хлора используется замена воздушной среды на гелий, что также усложняет схемотехнику и удорожает анализ.

В данной работе с целью повышения интенсивности спектра абляционной плазмы предложено её дополнительное возбуждение в электрическом импульсном разряде.

Для проведения эксперимента применялась установка, схема которой изображена на рис 1.

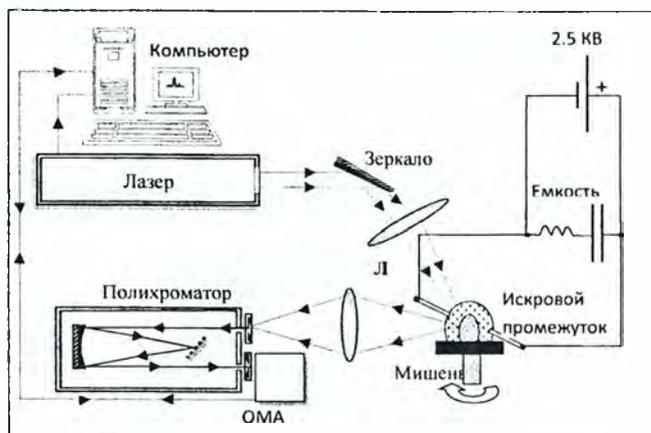


Рисунок 1 – Схема экспериментальной установки

3. Калибровка экспериментальной установки

Для анализа возможности качественного и количественного контроля хлора изготавливалась партия образцов из цементно-песчаного раствора с различными концентрациями хлора. Для изготовления образцов использовался портландцемент марки ПЦ 500-ДО, кварцевый песок, вода и NaCl. На стадии приготовления смесь разделялась на две порции, в одну из которых добавлялся NaCl из расчета получения концентрации хлора 2,5 % весовых. Вторая порция не обогащалась NaCl («холостая» проба). Первая смесь служила основой образца с наиболее высокой концентрацией хлора («старший» эталон) и добавлялась в необходимом весовом количестве к определенной массе второй порции смеси. Эталоны с более низким содержанием хлора приготавливались с использованием их предшественников и «холостой» пробы. Таким образом, была составлена тщательно перемешанная смесь вещества, включающая серию образцов с требуемыми концентрациями хлора.

При проведении количественных измерений было использовано два варианта с целью сравнения их аналитических характеристик. Первый ограничивался воздействием на мишень сфокусированного потока лазера, второй с дополнительным наложением на абляционную плазму импульсного электрического разряда.

На рис. 2а приведен участок эмиссионного спектра абляционной плазмы, содержащий аналитическую линию хлора при его концентрации в образце 0,65 %. В спектре преобладают интенсивные линии атомов кислорода и азота как основных компонентов воздушной среды, а также ионов кальция, входящего в больших концентрациях в портландцемент. По своей интенсивности линия хлора существенно уступает линиям основных элементов.

Концентрационные зависимости интенсивности линии хлора в спектрах, как абляционного плазменного факела, так и при наложении на него импульсного электрического разряда приведены на рис. 2б, 2в.

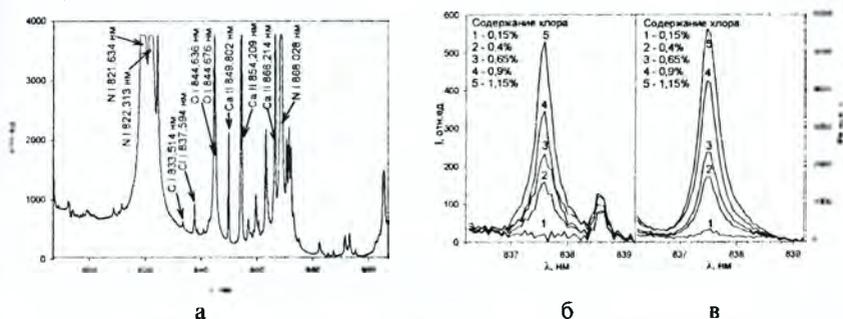


Рисунок 2 – Участок спектра абляционной плазмы, содержащий аналитическую линию хлора при его концентрации в образце 0,65 % (а); ход интенсивности линии Cl II, 837,59 нм в спектрах абляционного факела (б) и в комбинированном разряде (в).

В пределах погрешности эксперимента следует признать удовлетворительным линейный характер связи интенсивности спектральной линии хлора и его концентрации в образцах. Предел определения хлора для варианта комбинированного разряда составляет 0,05 %.

4. Практическое применение метода спектрального анализа

Для определения количественного содержания хлоридов в эксплуатируемой железобетонной конструкции были отобраны образцы бетона из железобетонной колонны склада минеральных удобрений. Для получения картины изменения концентрации хлоридов в защитном слое бетона отбор образцов выполнялся до рабочей арматуры. Измерения проводились в трех точках: на поверхности конструкции, в середине защитного слоя и в приарматурной зоне. Полученные результаты представлены в таблице 1.

Таблица 1

№ п/п	Толщина защитного слоя бетона, мм	Концентрация хлора, % от массы цемента
1	0	1,89
2	25	0,82
3	50	0,52

Данные, приведенные в таблице, усреднены из шести измерений в пяти точках на каждой из глубин защитного слоя бетона.

При визуальном осмотре железобетонной колонны на поверхности были обнаружены пятна ржавчины, трещины в защитном слое бетона, что свидетельствовало о коррозионном поражении стальной арматуры. Полученные данные указывают, что первопричиной депассивации стальной арматуры стало превышение содержания хлор-ионов в защитном слое бетона сверх предельно допустимых значений. Сведения о численной величине критической концентрации хлоридов представлены в таблице 2.

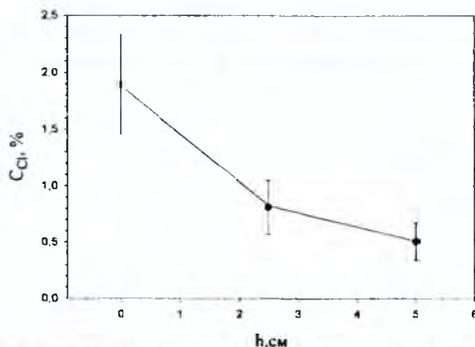


Рисунок 3 – Концентрация хлора по сечению защитного слоя бетона железобетонной колонны склада минеральных удобрений

Таблица 2

Нормативный документ	Критическая концентрация хлоридов
СНиП 2.03.11-85	Для железобетонных конструкций менее или равно 0.4 % от массы цемента. Для предварительно напряженных конструкций менее или равно 0.1 % от массы цемента. Для определенно оговоренных конструкций не допускается.

Заключение. В результате проведенных исследований обеспечена модернизация лазерной экспериментальной установки для спектрального определения хлора в материалах на основе цемента. Предел определения хлора для варианта комбинированного разряда составляет 0.05 %. Повышение чувствительности метода, расширение динамического диапазона измерений в сторону больших концентраций возможно в результате более детальной комплексной оптимизации всех аналитических условий эксперимента.

Апробация предлагаемого метода на железобетонной конструкции, эксплуатирующейся в агрессивной среде, показала ряд преимуществ данного метода перед химическими методами. Прежде всего, оперативность получения информации о количественном содержании хлоридов в конструкции, возможность определения хлоридов по сечению конструкции в миллиметровом решении, а также возможность проведения анализа в полевых условиях в случае использования портативной установки.

Список цитированных источников

1. Алексеев, С.Н. Коррозионная стойкость железобетонных конструкций в агрессивной промышленной среде / С.Н. Алексеев, Н.К. Розенталь. – Москва: Стройиздат, 1976. – 205 с.
2. Ингибиторы коррозии стали в железобетонных конструкциях / С.Н. Алексеев [и др.]; под общ. ред. С.Н. Алексеева. – Москва: Стройиздат, 1985. – 272 с.
3. Долговечность железобетона в агрессивных средах / С.Н. Алексеев [и др.]; под общ. ред. С.Н. Алексеева. – Москва: Стройиздат, 1990.
4. Коррозия и защита бетона от коррозии / Н.К. Розенталь [и др.] // Строительные материалы – 1990. – Вып. 3. – С. 3–11.
5. LISB for non-destructive Testing of Element Distributions on Surfaces / H. Wiggenhauser [et al.] // NDT&E International. – 1998. – Vol. 31, № 4. – P. 307–313.
6. Analysis of concrete using LISB. / H. Wiggenhauser [et al.] // INSIGNT. – 2000. – Vol. 42. – P. 436–438.
7. Determination of chloride content in concrete structures with laser-induced breakdown spectroscopy / Wilsch, G. [et al.] // Construction and Building Materials. – 2005. – № 19. – P. 724–730.
8. Determination of F, Cl, and Br in solid organic compounds by laser-induced plasma spectroscopy / M. Tran [et al.] // Appl. Spectr. – 2001. – Vol. 55, № 6. – P. 739–744.
9. Quantitative determination of sulfur content in concrete with laser-induced breakdown spectroscopy / G. Asimellis [et al.] // Spectrochimica Acta. – 2005. – part B. – P. 739–744.
10. Защита бетонных и железобетонных конструкций от коррозии. Методы испытаний: ГОСТ Р 52804-2007. – Введ. 01.01.2009. – Москва: Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона НИИЖБ, 2007. – 35 с.

УДК 624.012

ИССЛЕДОВАНИЕ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЯ БЕЗРИГЕЛЬНОГО КАРКАСА

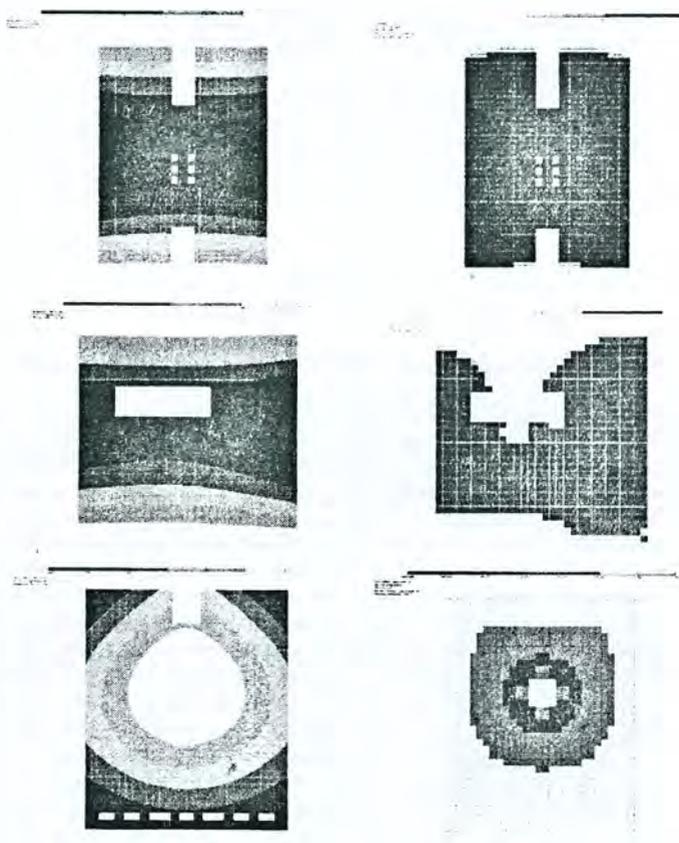
Минченя Т.П., Дубатовка И.П., Баранчик В.Г., Трус О.А.

Введение. В современном жилищном строительстве применяются различные конструктивные и планировочные решения. Постоянно возрастающие требования к качеству жилья способствуют внедрению новых решений с высокими технико-экономическими и эксплуатационными характеристиками зданий. Одним из требований, предъявляемых к современным жилым зданиям, является применение свободной планировочной схемы. Каркасы зданий с гибкой планировкой позволяют предложить множество вариантов, отвечающих этим требованиям. Специалисты АП «Институт «Белпроект» совместно со специалистами БНТУ провели комплекс исследовательских работ, включая исследования натуральных фрагментов, в результате АП «Институт «Белпроект» разработал универсальную каркасную безригельную систему с плоскими сплошными сборными плитами перекрытия. В нашей Республике начали строиться жилые здания с применением безригельного сборного каркаса системы типа «КУБ». Перекрытие неразрезное в двух направлениях. В зоне стыков плит изгибающие моменты близки к нулю. Плиты перекрытия имеют один типоразмер и отличаются армированием и закладными деталями для монтажа. Перекрытие состоит из надколонных плит, межколонных плит и плит вставок. При этом обеспечивается гладкий потолок. При возведении зданий с применением данной системы к минимуму сведены сварочные и бетонные работы – бетонирование только стыки плит и колонн, причем без опалубки. Безригельные каркасы привлекают к себе тем, что, позволяя осуществлять свободную планировку квартир, они достаточно просты в изготовлении и монтаже.

«Группой компаний «Моноракурс» усовершенствована данная схема с целью увеличения полезной площади и возможности разработки более гибких архитектурных решений зданий. Работа по исследованию новых конструкций каркаса выполнена Белорусским национальным техническим университетом совместно с «Группой компаний «Моноракурс».

Экспериментально-теоретические исследования. В результате вариантного проектирования была разработана новая планировка безригельного перекрытия, включающая серийные плиты, разработанные АП «Белпроект», и новые конструктивные решения плит, которые необходимо было исследовать.

Был проведен большой объем теоретических исследований, в ходе которых получены данные о напряженно – деформированном состоянии исследованных плит рисунок 1.



а) при расчетной нагрузке

б) при разрушении

Рисунок 1 – Напряженно деформированное состояние панелей перекрытия

На основании теоретических исследований были разработаны опытные образцы, изготовленные в заводских условиях. В таблице 1 представлены исходные данные об опытных образцах.

Таблица 1 – Исходные данные

Марка изделия по заводской маркировке	Основной размер, мм			Класс бетона по проекту	Фактическая прочность бетона, МПа
	длина	ширина	высота		
Плита НП – 7	2980	3582	180	C32/40	51,6
Плита МП – 4Б	2979	3123	179	C32/40	51,9
Плита МП – 5	2981	4405	180	C32/40	49,8

Схема испытаний плит перекрытий была разработана специалистами Центра научных исследований и испытаний строительных конструкций БНТУ и Группой компаний «Монокурс».

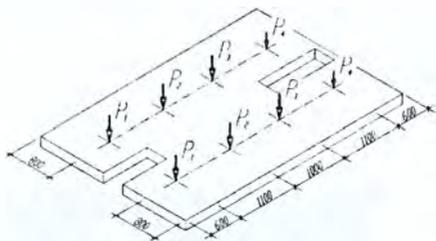


Рисунок 2 – Схема эквивалентных нагрузок на плиту МП – 5

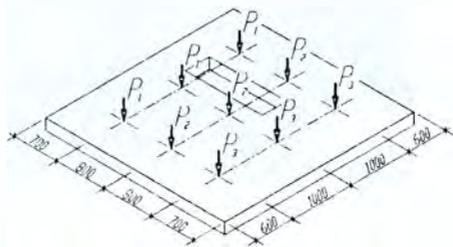


Рисунок 3 – Схема эквивалентных нагрузок на плиту МП – 4Б

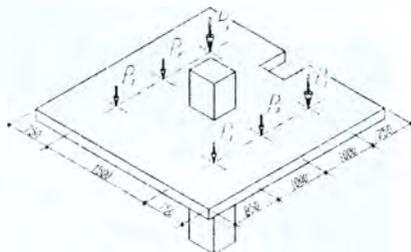


Рисунок 4 – Схема эквивалентных нагрузок на плиту НП – 7

Экспериментальные исследования проводились на опытно-экспериментальной базе Белорусского национального технического университета.

Перед проведением испытаний была определена прочность бетона конструкций по контрольным кубам и неразрушающим методом при помощи прибора «ОНИКС-2.5». Нагружение конструкций проводилось эквивалентными нагрузками этапами, соответствующими 10% от контрольной нагрузки по жесткости, при помощи гидравлических домкратов ДГ-25, ДГ-50. После приложения каждой доли нагрузки конструкции выдерживались не менее 10 минут. При приложении контрольных нагрузок – не менее 1 часа. На всех этапах загрузки плит МП-5, МП-46 фиксировался прогиб в середине пролета конструкций и осадка опор, для чего использовались индикаторы ИЧ-10, прогибомеры 6-ПАО и электронные преобразователи перемещений с блоком обработки информации, позволяющие непрерывно фиксировать перемещения конструкций в реальном времени. При испытании плиты НП-7 фиксировались перемещения консольных частей плиты и осадка опоры колонны, для чего использовались индикаторы ИЧ-50 и прогибомеры 6-ПАО.

Появление трещин контролировалось визуально с помощью оптической лупы с 4-х кратным увеличением, и затем ширина их раскрытия измерялась с помощью отсчетного микроскопа МПБ-2 с ценой деления 0,05мм. Приборы и оборудование, примененные при проведении испытаний, поверены в РУП «БелГИМ». На рисунках 5, 6, 7 представлены конструкции в процессе нагружения.



Рисунок 5 – Плита НП – 7 в процессе нагружения

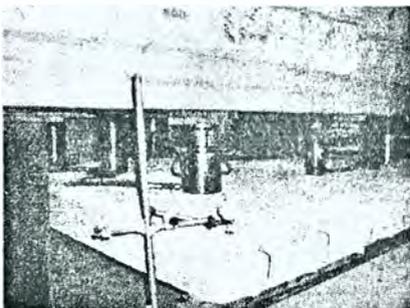


Рисунок 6 – Плита МП-46 в процессе нагружения

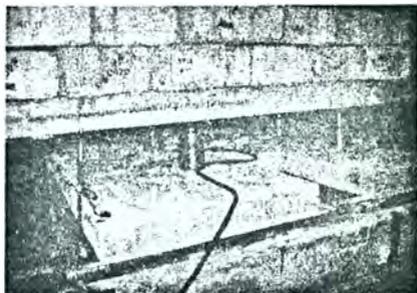


Рисунок 7 – Плита МII-5 в процессе нагружения

Заключение. По результатам испытания получены графики зависимости прогибов от нагрузки, графики зависимости относительных деформаций от нагрузки, картина образования трещин. Анализ экспериментально-теоретических исследований показал хорошую сходимость теоретических и опытных результатов и подтвердил высокую надежность разработанных плит перекрытия безригельного каркаса.

Список цитированных источников

1 Бетонные и железобетонные конструкции. СНБ 5.03.01-02. – Введ. 20.06.2002. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2003. – 139 с.

2 Бетонные и железобетонные конструкции. Изменение № 3 СНБ 5.03.01-02. – Введ. 15.10.2006. – Минск: Минстройархитектуры, 2006. – 6 с.

3 Плиты покрытий и перекрытий железобетонные для зданий и сооружений. Технические условия: СТБ 1383-2003 – Введ. 28.02.2003. Минск: – Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2003. – 13 с.

4 Изделия строительные заводского изготовления. Методы испытания нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости: ГОСТ 8829-94 с изменением № 1 РБ. – Введ. 1.01.1998. – Минск: Межгос. комиссия по стандартизации, техническому нормированию и сертификации в строительстве. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 1997. – 27 с.

УДК 624.012

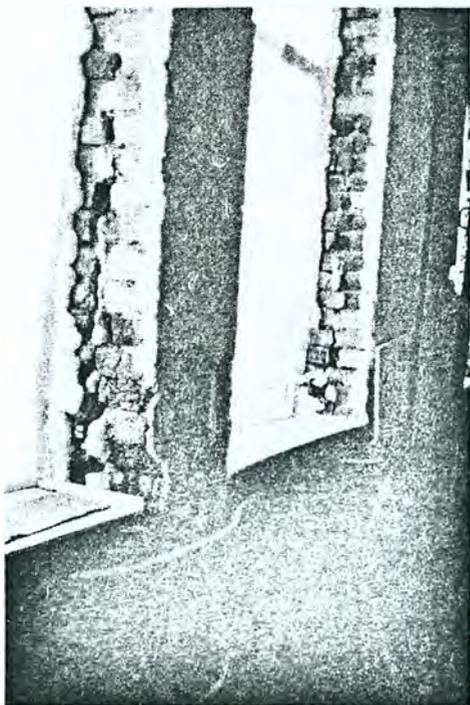
К РЕКОНСТРУКЦИИ АВАРИЙНОГО ЗДАНИЯ АБК «СТРОЙМАШ»

Босовец Ф.П., Игнатов С.В.

Введение. Здание АБК ОАО «Строймаш» представляет собой трёхэтажный корпус, прямоугольный в плане, с размерами по крайним разбивочным осями 9х48м. Здание одной продольной стеной примыкает к производственному цеху №1, а другая стена выходит на главный фасад. Здание бесподвальное с чердачной односкатной крышей и неорганизованным водоотводом. Основными несущими элементами здания являются сборные ж/б балки таврового сечения $l = 6$ м, опирающиеся на простенки наружных кирпичных стен и внутренние кирпичные столбы сечением 510х510мм. По торцам здания предусмотрены две лестничные клетки. Толщина наружных стен 510мм, высота всех этажей одинакова и принята

3,3м. Административный корпус был построен в 1948 году, и с тех пор здание не ремонтировалось, за исключением мелких косметических ремонтов. С 2006 года здание не эксплуатируется, и находится в аварийном состоянии.

Оценка технического состояния реконструируемого здания. Наружная стена здания с внешней стороны по оси 1 по всей длине и высоте от карниза до фундамента разморожена и повреждена сетью силовых трещин. Особенно значительные повреждения обнаружены в простенках первого этажа (см. фото №1). На простенки опираются железобетонные балки тавровой формы поперечного сечения, которые воспринимают нагрузку от междуэтажных перекрытий. Из-за отсутствия отсыпки и вертикальной гидроизоляции у цоколя наружной стены накапливается атмосферная влага, которая по капиллярам поднимается до второго этажа. С течением времени стена начала разрушаться. Многочисленные трещины от смятия кладки и низкого качества материалов привели к значительному расслоению и выкрашиванию кирпича, уменьшению сечения простенков, снижению их прочности и несущей способности.



Состояние несущих простенков оказалось таковым, что в стальные обоймы их брать было не целесообразно, а разрушение простенков привело бы к полному разрушению здания. Реконструкцию аварийной наружной стены было принято выполнить заменой на новую, из новых материалов, для чего нагрузку от существующих перекрытий необходимо передать на временные опоры, которые подводятся под балки на всех трёх этажах.

Состояние несущих простенков оказалось таковым, что в стальные обоймы их брать было не целесообразно, а разрушение простенков привело бы к полному разрушению здания. Реконструкцию аварийной наружной стены было принято выполнить заменой на новую, из новых материалов, для чего нагрузку от существующих перекрытий необходимо передать на временные опоры, которые подводятся под балки на всех трёх этажах.

Фото № 1 – Разрушение кирпичных простенков первого этажа

Временные опоры устанавливались соосно по каждой оси. Наибольшая нагрузка передавалась на опоры первого этажа, так как собирается она от всех этажей и покрытия. Кроме того, временная опора первого этажа должна иметь надёжный отдельный фундамент, который выполнялся в сжатые сроки и в стеснённых условиях помещений. Этим условиям могли отвечать только свайные фундаменты из буроинъекционных свай. Поэтому под каждую опору на первом этаже были запроектированы и забетонированы по четыре сваи диаметром 200 мм и глубиной заложения 2500 мм. Сваи армировались продольной рабочей и спиральной арматурой и изготавливались из бетона класса $C^{16}/_{20}$. Сверху по буроинъекционным сваям был выполнен монолитный железобетонный

ростверк. На ростверки опиралась стальная распределительная балка из двутавра 30Ш1. Распределительная балка воспринимала нагрузку от временных стальных стоек первого этажа и передавала на буронабивные свайные фундаменты. Все стальные временные стойки были рассчитаны на действующие нагрузки и располагались на расстоянии 1000 мм от наружной стены. Такое расстояние продиктовано наличием подушки в подошве ленточного фундамента под наружной стеной. Схема расположения буронабивных свай и стальных страховочных опор приведена на рисунке 1, 2.

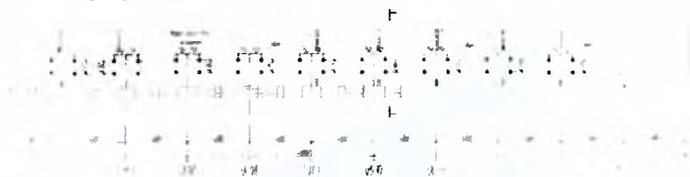


Рисунок 1 – Фрагмент плана первого этажа. Схема расположения свай и страховочных опор на отм +0.000

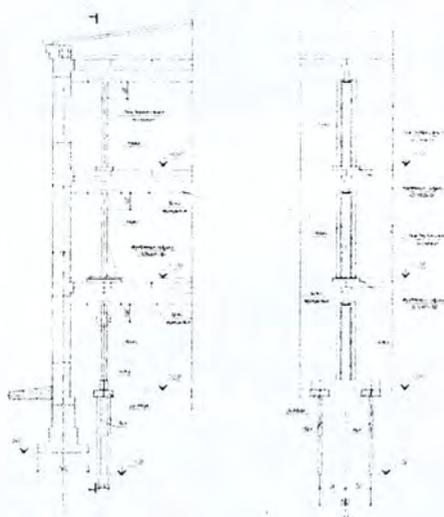


Рисунок 2 – Разрезы 1-1 и 2-2

Для обеспечения устойчивости временных стальных опор в продольном направлении здания они были объединены вертикальными связями из L50x50 мм.

Для предотвращения смятия рёбер железобетонных балок, под которые подводятся стальные стойки на первом этаже, из-за значительных сосредоточенных нагрузок, сверху на стальных стойках предусматривались траверсы из швеллера № 14 длиной 1000 мм с подкосами и деревянной прокладкой из доски $t = 50$ мм. С целью экономии металла на реконструкции наружной стены АБК работы проводились в два этапа, по двум захваткам. Первая захватка – это уча-

сток стены в осях П/О-И (см. фото № 2). Все стойки первой захватки после замены участка аварийной стены переносились на вторую захватку на участок осей И-В/Б. Следует отметить, что при подведении и закреплении всех необходимых временных стоек демонтаж аварийной стены производился сверху - вниз из люльки автомобильной вышки. Автовышка располагалась на безопасном расстоянии от аварийной стены, равно 6 м. После полного демонтажа аварийной стены по существующему фундаменту был выполнен монолитный железобетонный пояс высотой 400 мм, затем возведена новая кирпичная стена с наличием горизонтальной и вертикальной гидроизоляции. Для облегчения демонтажа страховочных стальных опор в конструкциях опор были предусмотрены специальные стальные клинья.



Фото № 2 – Вид здания АБК при демонтаже кирпичной стены первой захватки

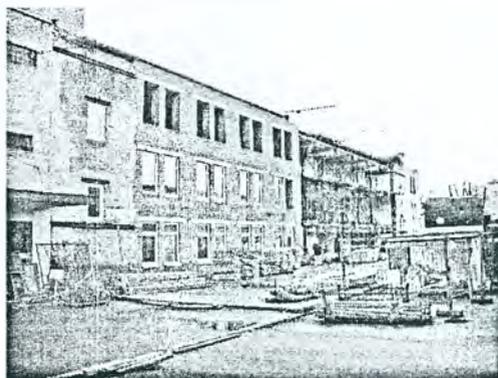


Фото № 3 – Вид здания АБК после выполнения кирпичной кладки первой захватки

Заключение. Из-за высокой аварийности наружной стены АБК (которая могла разрушиться в любой момент) было строго предписано выполнять все строительномонтажные работы по подведению страховочных опор, исключив наличие каких бы то не было вибрационных и динамических нагрузок, передаваемых на основания, фундаменты и несущие элементы здания. Реконструкция здания АБК была начата в сентябре 2008 г., а завершена в декабре 2008 г. Все строительномонтажные работы проводились строителями ОАО «Эльвира» и силами рабочих завода «Строймаш» по проекту, разработанному авторами настоящей статьи.

ПРОЧНОСТЬ СЖАТЫХ КОМПЛЕКСНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ВИБРОПРЕССОВАННЫХ БЕТОННЫХ КАМНЕЙ

Попков Ю. В., Гринёв В. В.

Введение. Как показывает зарубежный опыт, в практике строительства объектов различного назначения имеют широкое распространение стеновые бетонные камни. В Республике Беларусь в последнее время наметилась тенденция все большего развития производства стеновых бетонных изделий по технологии вибропрессования. Производство таких стеновых изделий дешевле по сравнению с производством керамического кирпича. Высокие физико-механические характеристики вибропрессованного бетона позволяют выпускать пустотные камни, имеющие ряд преимуществ перед традиционными стеновыми материалами. Существенное отличие и, в определенном смысле, преимущество вибропрессованных бетонных камней состоит в том, что они могут быть изготовлены с большим процентом пустотности (до 70%). Эта особенность геометрии таких изделий позволяет создавать высокопрочную несущую конструкцию путем заполнения пустот монолитным бетоном или железобетоном. Полученная таким образом композиция представляет собой комплексную конструкцию, компоненты которой при совместном деформировании под воздействием внешней нагрузки значительно отличаются по структурным и механическим характеристикам.

Постановка задачи. Отсутствие достаточной опытно-экспериментальной и нормативной базы проектирования комплексных железобетонных конструкций на основе кладок из вибропрессованных пустотных камней сдерживает развитие этого направления в строительстве [1,2,4].

Цель проводимых нами исследований – разработка предложений к расчету несущей способности рассматриваемых конструкций, основанных на результатах экспериментально-теоретического изучения работы опытных образцов при центральной сжатии. Одна из задач, рассматриваемая в данной работе, состояла в изучении распределения усилий между компонентам, входящими в состав комплексного сечения [3,5].

Результаты экспериментальных исследований и их анализ. Экспериментальные исследования проводились на центрально сжатых образцах колонн с различным армированием, максимально приближенным к элементам натурных конструкций (табл. 1).

В образцах использовались пустотелые бетонные камни из мелкозернистого бетона. Испытания образцов, после набора прочности в естественных лабораторных условиях, проводились в возрасте не менее 28 суток в гидравлическом прессе ПР-1000 при общепринятом ступенчатом кратковременном режиме нагружения с измерением продольных и поперечных деформаций на разных стадиях работы опытных образцов (рис.1).

Для расчетов комплексных железобетонных конструкций использованы зависимости, описывающие характер деформирования составляющих материалов. Приведен анализ несущей способности образцов по трем формулам, включающим в себя аналитические зависимости для бетона: Carriera, Hognestada и зависимость из СНБ 5.03.01. В данной статье рассмотрена одна из трех формул:

$$N = A_c \cdot \left[f_{cm} \cdot \left[2 \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}} \right)^2 \right] \right] + \sigma_s \cdot A_s + \sigma_k \cdot A_k \quad (1)$$

где N – прочность сечения, ε_c – деформации образца, ε_{cl} – деформация бетона, соответствующая пиковой точке диаграммы деформирования, f_{cm} – средняя прочность бетона заполнения, A_c – площадь бетона заполнения.

Вторым слагаемым в формуле (1) является усилие, воспринимаемое стяжкой арматурой (2), третьим слагаемым – усилие, воспринимаемое кладкой(3):

$$\sigma_s = \varepsilon \cdot E_s, \quad (2)$$

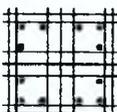
где E_s – модуль упругости стали.

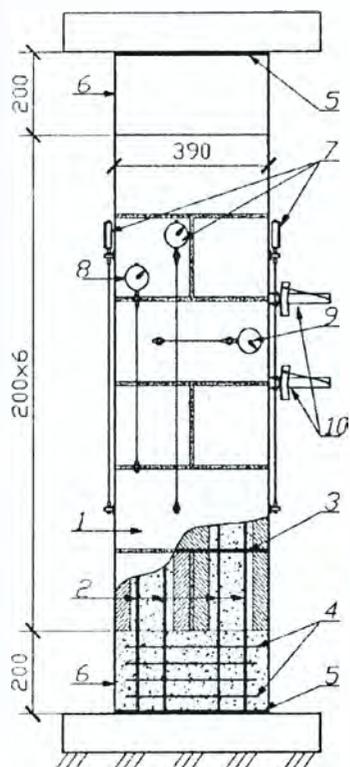
$$\sigma_k = \mu \cdot R_u \left[1 - e^{(-0.9 \cdot \varepsilon \cdot \alpha)} \right] \quad (3)$$

где R_u – временное сопротивление кладки; α – упругая характеристика кладки; μ – коэффициент пластичности.

Для того чтобы определить усилия в многокомпонентных конструкциях строились диаграммы по экспериментальным данным и по аналитическим зависимостям (1,2,3).

Таблица 1 – Характеристики опытных образцов

№ п/п	Схема армирования поперечных сечений образцов	Продольное армирование		Поперечное армирование	Шифр образца
		Класс стали	% армирования		Средняя разрушающая нагрузка, кН
1		---	---	---	К1
					2870
2		---	---	НПС ИЗ Ø S 500 К КЛАДОМ ГОРИЗОНТАЛЬНЫМ ПЛАТ	К2
					3350
3		S500	1.21		К3
					3720
		S800	1.21		К4
4		S500	3.64		3920
					К5
		S800	3.64		4500
					К6
5400					



- 1 - вибропрессованные бетонные камни;
- 2 - стержни продольного армирования;
- 3 - сварные арматурные сетки в швах кладки;
- 4 - сварные арматурные сетки монолитного оголовка;
- 5 - опорная стальная пластина толщиной 16 мм;
- 6 - железобетонный опорный оголовок;
- 7 - индикаторный тензометр с ценой деления шкалы 0.01 мм на базе 600мм для измерения деформаций поверхности бетона;
- 8 - индикаторный тензометр с ценой деления шкалы 0.01 мм на базе 400 мм для измерения деформаций продольной арматуры;
- 9 - то же с ценой деления 0.002 мм на базе 200 мм для измерения поперечных деформаций поверхности образца;
- 10 - механические рычажные тензометры с ценой деления 0.001 на базе 20 мм для измерения деформаций в зоне шва

Рисунок 1 – Конструкция опытного образца колонны и размещение тензометров при испытаниях

На рисунках (2-5) приведены графики распределения усилий в арматуре, бетоне, кладке и сравнение экспериментальной прочности образцов с расчетной, полученной по зависимости (1).

Анализ вышеприведенных диаграмм показал, что в упругой стадии работы малоармированных образцов зависимости хорошо описывают их работу.

Но результаты у образцов с большим процентом армирования превышают значения, полученные экспериментально, на 15-20% (рисунки 4,5). Ошибка заложена в предположении, что логарифмическая зависимость (3) описывает деформацию кладки из бетонных камней, однако анализ результатов показал, что при деформациях выше $\epsilon_{\max} = \epsilon_{0.8} = 170 \times 10^{-5}$ бетонная кладка уже не воспринимает прикладываемую нагрузку, а передает ее на продольную арматуру. График деформирования кладки имеет ниспадающий участок. Целесообразно кладку из бетонных камней привести к приведенному бетонному материалу с использованием основных параметрических точек R_u , ϵ , ϵ_{\max} .

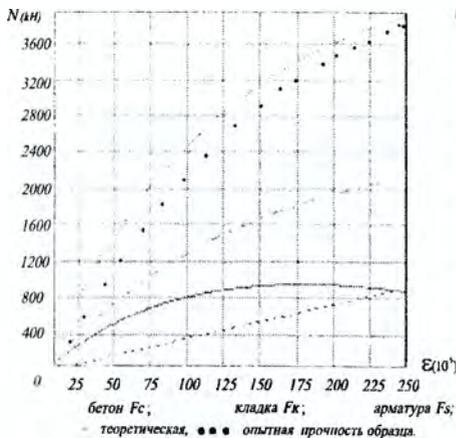


Рисунок 2 – Распределения усилий в компонентах колонн серии К3

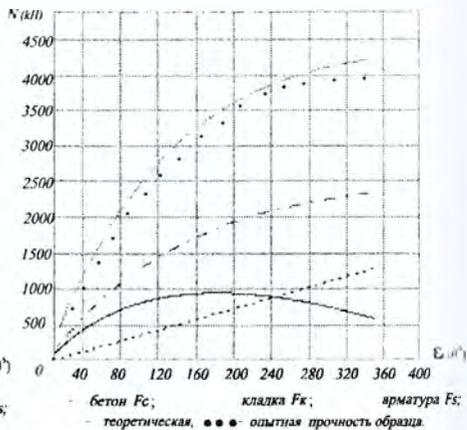


Рисунок 3 – Распределения усилий в компонентах колонн серии К4

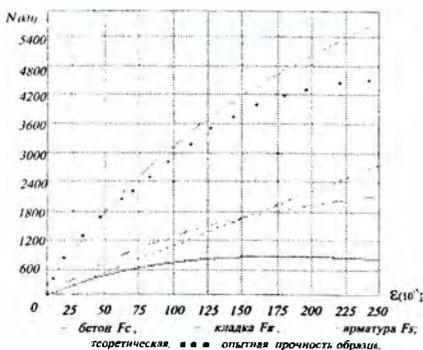


Рисунок 4 – Распределения усилий в компонентах колонн серии К5

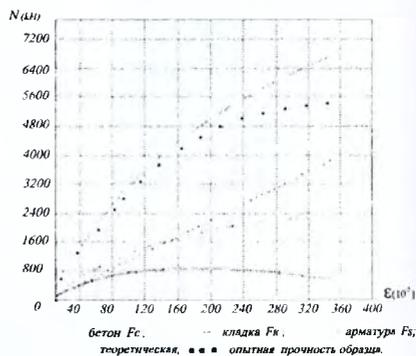


Рисунок 5 – Распределения усилий в компонентах колонн серии К6

Учитывая вышеизложенное, предлагается для расчета прочности сжатых железобетонных комплексных конструкций на основе вибропрессованных бетонных камней зависимость, преобразованную из условия равновесия (1) с учётом нисходящей ветви диаграммы деформирования бетонных компонентов и процессов перераспределения усилий при наличии высокопрочной арматурной стали в виде формулы:

$$N = A_{cmk} \cdot f_{cmk,eff} \cdot \left[2 \cdot \left(\begin{matrix} \varepsilon \\ \varepsilon_{cmk.1,eff} \end{matrix} \right) - \left(\begin{matrix} \varepsilon \\ \varepsilon_{cmk.1,eff} \end{matrix} \right)^2 \right] + \varepsilon \cdot E_s \cdot A_s \quad (4)$$

где A_{cmk} – площадь комплексного сечения, ϵ – деформации, находящиеся в диапазоне значений $0 \dots \epsilon_{cmk,1,eff}$, $f_{cmk,eff}$ – приведенная прочность комплексного сечения, армированного косвенной арматурой.

Критерием исчерпания прочности, при использовании формулы (4) в расчетах на ЭВМ, служит достижение предельной деформации одного из компонентов комплексного сечения конструкции.

Из результатов сопоставления опытных и расчетных значений прочности образцов следует, что формула (4) является универсальной как для бетонных, так и для железобетонных комплексных конструкций при деформациях материалов, входящих в состав сечения, на любой стадии нагружения.

Заключение. На основании эксперимента и теоретических исследований выявлены особенности совместной работы материалов комплексных конструкций, состоящих из кладки бетонных камней и монолитного железобетона заполнения пустот, позволившие предложить методику расчета их прочности по деформационной модели с использованием диаграмм деформирования кладки и материалов заполнения.

Список цитированных источников

1. Анненков, Я.Ю. Силовое сопротивление каменных кладок на основе высокопустотных бетонных блоков: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 – Самара, 2002. – 16 с.
2. Бруснецов, Г.Н. Сопоставление технического уровня отечественных и зарубежных норм проектирования и расчета каменных конструкций / Сб. Строительство и архитектура. Сер. 8. Строительные конструкции. Вып.3. – М.: ВНИИИС Госстроя СССР, 1985. – 87 с.
3. Гринев, В.В. Прочность и деформативность сжатых комплексных конструкций с использованием вибропресованных бетонных камней: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / В.В. Гринев. – Новополоцк, 2007. – 130 л.
4. Пастернак, П.Л. Комплексные конструкции / П.Л. Пастернак. – М.: Стройвоенмориздат, 1948. – С.88.
5. Попков, Ю.В. Сжатые сборно-монолитные конструкции на основе бетонных вибропресованных пустотных камней / Ю.В. Попков, Гринев В.В. // Строительная наука и техника. – Мн., 2006. – № 4(7). – С. 52–57.

УДК 624.166.8:624.04

ПОПЕРЕЧНОЕ АРМИРОВАНИЕ СЖАТЫХ АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Гринев В.Д., Хаткевич А.М.

Введение. Строительство зданий из кирпича имеет многовековые корни и традиции. Спорить о преимуществах либо недостатках таких сооружений не имеет смысла, поскольку не найден «идеальный» строительный материал, отвечающий всей гамме предъявляемых требований. При этом невозможно оспорить те преимущества керамики, которые позволили сохранить для нас архитектурное наследие прошлых столетий: старинные особняки, церкви, соборы и т.п.

Керамический кирпич является наиболее древним искусственным строительным (и не только) материалом, полученным технологическим путем – обжигом глины. Долгую жизнь и обширную географию использования обусловили достаточная прочность керамического черепка и практически повсеместное наличие доступного исходного сырья.

Как отмечается отдельными авторами, еще одной важной особенностью керамики является экологическая чистота. «Радиоактивность глин является самой низкой из всех веществ минерального происхождения и имеет почти нулевое значение» [1].

Новостройка на сегодняшний день в основном представляет собой либо возведение железобетонного каркаса с монолитными перекрытиями и заполнением стен ячеистобетонными блоками, либо панельный монтаж (более дешевый по сравнению с первым вариантом). Отмеченные варианты в той или иной степени отвечают современным требованиям по облегчению стен, сокращению расхода материалов, снижению транспортных расходов, уменьшению теплопроводности, укрупнению изделий, а соответственно и снижению трудоемкости монтажа. Однако востребованность кирпича как стенового материала по-прежнему высока. В последнее время значительно увеличились объемы малоэтажного строительства. Также рациональность использования кирпича в качестве облицовочного слоя показал богатый опыт западных стран. В последнее десятилетие в Европе примерно 70% от общего объема материалов, используемых в жилищном строительстве, составляет керамика (к примеру, Великобритания выпускает более 200 различных видов керамических изделий) [2]. Нашей республикой потребляется в среднем 385-387 млн. шт. условного кирпича в год и еще около 120 млн. шт. поставляется на экспорт (данные за 2007 г, агентство «Интерфакс-Запад»).

Основная часть. Каменную кладку широко применяют в конструкциях, работающих на сжатие, поскольку именно при сжатии наиболее полно используются прочностные свойства камня. Если рассматривать кладку идеально выполненной (все кирпичи имеют одинаковые геометрические размеры, однородны по прочности и плотности; раствор в швах разослан однородно), то прочность ее даже при очень прочном растворе всегда будет меньше прочности кирпича на сжатие.

Большое влияние на прочность кладок оказывает прочность кирпича на изгиб и срез. Это объясняется работой составляющих ее материалов. Неоднородность растворных швов приводит к тому, что работу кирпича можно представить пластиной, опертой на множество опор различной жесткости и нагруженных различными по значению сжимающими усилиями. При сжатии, помимо осевых продольных деформаций, всегда появляются поперечные. Жесткий кирпич сдерживает деформации менее жестких растворов, в результате более жесткий материал оказывается растянутым, а менее жесткий – сжатым.

Многочисленные опыты показали, что характер разрушения зависит от геометрических размеров образца. Так, каменный или бетонный образец (кубик, призма, цилиндр) разрушаются от сдвига и отрыва вследствие нарастания касательных и растягивающих внутренних усилий. Между подушками пресса и торцевыми поверхностями образца развиваются силы трения, направленные внутрь и препятствующие развитию поперечных деформаций, см. рисунок 1. С увеличением отношения высоты призмы к размеру поперечного сечения предел прочности призм уменьшается и становится почти стабильным при отношении $h/a = 3...4$.

Сопrotивляемость растворного шва растяжению будет зависеть от количества арматуры (процента объемного армирования кладки μ). При больших процентах горизонтальный шов будет работать как жесткий «штамп», сдерживающий поперечные деформации камня. В этом случае наблюдается разрушение армокаменных конструкций от раздробления камня между армированными швами.

В случае армирования горизонтальных швов по высоте с большим шагом эффект сдерживания деформаций в поперечном направлении будет наблюдаться в меньшей степени.

Таким образом, чем сильнее можно увеличить сопротивляемость растворных швов растяжению, тем выше, в конечном итоге, будет и прочность кладки.

Еще в 1926 г. В.П. Некрасов предложил укладывать в горизонтальные растворные швы кладки арматуру в виде сеток из пересекающихся стержней. Такие сетки просты в применении, легко изготавливаются и имеют возможность контроля укладки. Однако следует отметить, что для изготовления таких сеток возможно использовать стержни диаметром не более 6 мм, т.к. толщина шва для армированной кладки ограничивается величиной 16 мм (слой раствора, отделяющий арматуру от кирпича должен быть не менее 2 мм). Повышение толщины шва отрицательно влияет на несущую способность конструкций. Применение же в сетках арматуры меньше $\varnothing 3$ мм, несмотря на увеличение прочности кладки за счет увеличения площади сцепления с раствором, при одинаковом проценте армирования, не допускается, из-за коррозии стали.

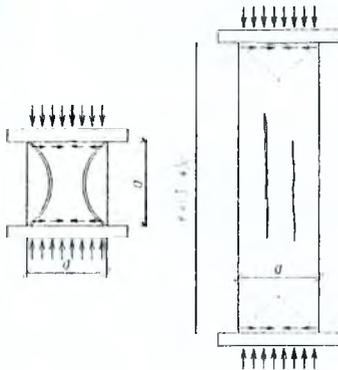


Рисунок 1 – Влияние сил трения, формы и размеров образцов на характер разрушения

По предложению В.А. Камейко, в опытах, проводимых в лаборатории каменных конструкций ЦНИИПС 1936–1938 гг., были использованы для поперечного армирования сетки из стержней одного направления так называемые сетки «зигзаг». Этот тип арматуры, как показали исследования, обладает рядом преимуществ:

- не имеет узлов пересечения отдельных прутьев сеток, что присутствует при сетках с квадратной ячейкой;

- дает возможность сохранять нормативную толщину горизонтального шва.

Сетки «зигзаг» укладываются в двух смежных рядах так, чтобы рабочие ветви стержней в соседних сетках располагались взаимно перпендикулярно. В таком случае две сетки «зигзаг» рассматриваются как одна прямоугольная сетка.

В Германии нашли применение арматурные сетки в виде бесконечной металлической фермы (проволочный каркас «Murfor»), образуемой металлическими стержнями и так же, как сетки типа «зигзаг», не имеющие узлов пересечения стержней. Ширина арматурного каркаса соответствует ширине кладки. Каркасы в стенах укладывают в шве внахлестку, при этом кирпичная кладка с арматурой работает на изгиб в обоих направлениях, что позволяет повысить прочность и трещиностойкость стен, воспринимающих горизонтальные нагрузки.

В Санкт-Петербургском государственном архитектурно-строительном университете исследовалось армирование кладки полосовой сталью, прошедшей обработку перфорацией и позволяющей сохранить толщину шва в пределах нормативных требований.

В последнее время были исследованы железобетонные колонны, армированные спиралевидными однослойными сетками. Изготовление таких сеток на универсальных станках «Униформ» [3], по данным авторов, значительно снижает трудоемкость, энергоемкость и материалоемкость производства, по сравнению с традиционно применяемыми сетками с квадратной ячейкой, изготавливаемых с помощью контактной сварки.

Все вышесказанное позволяет сделать следующее предположение – применение спиралевидных сеток будет целесообразно не только для железобетона, но

и для армокаменных конструкций. Даже при одинаковой стоимости производства спиралеобразных сеток и сеток с квадратной ячейкой, использование спиралеобразных сеток позволит повысить прочность каменной кладки за счет уменьшения толщин армируемых швов.

Для подтверждения данных предпосылок в лаборатории кафедры «Строительные конструкции» Полоцкого государственного университета проводятся отдельные исследования образцов-столбов со спиральным сетчатым армированием.

В ходе первого эксперимента для испытаний были изготовлены три опытных образца в виде колонн сечением 510x510 мм. Образец №1 изготавливался неармированным как эталонный. Образцы №2 и №3 конструировались с сетчатой арматурой с квадратной ячейкой и со спиральной арматурой соответственно, с одинаковым коэффициентом армирования. Колонны испытывались на центральное сжатие. Армирование кладки спиралеобразными сетками в 1,44 раза уменьшило поперечные относительные деформации, соответствующие трещинообразованию и в 1,18 раза увеличило прочность образца, по сравнению с армированием сетками с квадратной ячейкой [4].

Позже было выполнено испытание трех серий образцов кладки с различными видами армирования:

- первая серия изготовлена как эталонная – без армирования;
- во второй исследовались деформационные и прочностные свойства столбиков с традиционно применяемыми сетками из перекрестных стержней;
- третья серия образцов была выполнена с армированием сетками в виде спиралей.

Испытания проведены на центральное сжатие на гидравлическом прессе ПР-500 через 28 суток после изготовления. Загружение велось поэтапно с приращением нагрузки не более 10% от разрушающей и выдерживанием на каждом этапе около 10 мин.

Для изготовления образцов использовались керамический кирпич полусухого прессования марки М150, раствор М75, проволока класса S500 (Вр-I). Высота 1220 мм (шестнадцать рядов кладки) определялась размерами поперечного сечения 1,5x1,5 кирпича таким образом, чтобы исключить возможное влияние сил трения в зонах соприкосновения с плитами прессового оборудования на прочностные и деформационные показатели в средней части образца.

Отдельные сведения о прочностных и деформационных характеристиках испытанных образцов представлены в табл. 1 и на рис. 2.

Таблица 1 – Результаты испытаний образцов

Серия, № образца		P_u (кН)	P_{cr} (кН)	Продольные деформации, ϵ_{cr1}	Поперечные деформации, ϵ_{cr2}
Серия I Неармированная	K1	650	250	0,000586	0,00004
	K2	630	250	0,000389	0,00001
Серия II Армирование обычной сеткой, $\mu = 0,4\%$	K3	1640	750	0,00186	0,0004125
	K4	1450	600	0,001486	0,00017
	K5	1625	700	0,001105	0,00018
Серия III Армирование спиральной сеткой, $\mu = 0,4\%$	K6	1500	700	0,00175	0,00045
	K7	1675	700	0,001471	0,00039
	K8	1675	800	0,001467	0,000173

Примечания: P_u – разрушающая нагрузка, P_{cr} – нагрузка трещинообразования. $\epsilon_{cr1,2}$ – относительные деформации трещинообразования

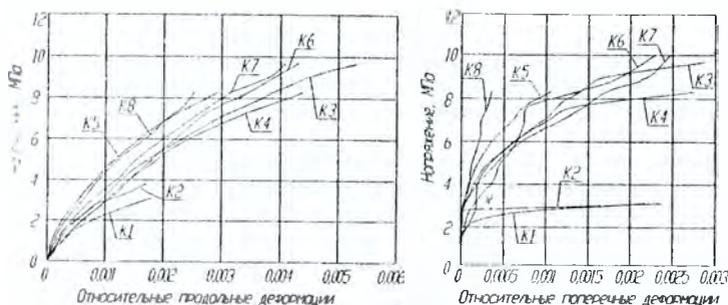


Рисунок 2 – Диаграммы деформирования опытных образцов

Заключение. Анализируя полученные результаты испытаний, можно сделать следующие выводы:

1. Поперечное армирование каменных столбов позволяет увеличить их прочность практически в 2,5 раза за счет создания сетчатым армированием эффекта «обоймы». Относительные деформации армированной кладки в момент трещинообразования возрастают не менее чем в 2 раза.
2. Пересечения стержней сеток с прямоугольной ячейкой являются жесткими опорами и концентраторами напряжений, они являются одной из основных причин образования трещин.
3. Армирование спиральными сетками дает возможность использования арматуры больших диаметров, уменьшения концентраторов напряжений, отсутствует необходимость укладки сеток поочередно с поворотом на 90° (по сравнению с сетками «зигзаг»).

Список цитированных источников

1. Франивский, А. Архитектурные и конструкторно-технологические возможности керамического кирпича в современном строительстве / Франивский А. // Будмайстер. – 2001. – № 13 – С. 16–19.
2. Золотов, С. Кирпич не сдает позиций / С. Золотов // Строительство и недвижимость. – 2007. – № 19.
3. Довгалюк, В.И. Соединения сборных железобетонных каркасных конструкций зданий / В.И. Довгалюк. – М.: ВНИИТПИ, 1989. – 60 с. – (Обзорная информация. Серия «Строительные конструкции», выпуск 5).
4. Гринев, В.Д., Яско, Я.А., Гринев, В.В. Спиральные сетки для поперечного армирования каменной кладки // Архитектура и строительство. – Минск, 2003. – №1 (155). – С. 62–63.

УДК 624.012.45:691.5

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ПРОЧНОСТИ СТАЛЕТРУБОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С ЯДРОМ ИЗ БЕТОНА НА НАПРЯГАЮЩЕМ ЦЕМЕНТЕ ПРИ ЦЕНТРАЛЬНОМ СЖАТИИ

Бондаренко В.М.

Введение. Для обеспечения совместности поперечных деформаций бетонного ядра и стальной оболочки сталетрубобетонных элементов при центральном сжатии предлагается ряд мероприятий конструктивно-технологического характера [1-3], направленных на создания предварительных растягивающих напряжений в сталь-

ной оболочке. При этом в доступных для анализа источниках [1–6], посвященных расчету прочности центрально сжатых предварительно напряженных сталетрубо-бетонных элементов, отсутствуют решения, в которых непосредственно учитывается величина обжатия ядра в предельной стадии, полученная за счет предварительного напряжения.

По этой причине предложена новая методика расчета прочности таких элементов [7,8], при построении которой одной из предпосылок является то, что в предельной стадии взаимодействие бетонного ядра и стальной оболочки обуславливается двумя параллельными процессами – это распор ядра, возникающий от дилатационного эффекта, и давление ядра вследствие предварительного обжатия бетона.

Для получения собственных экспериментальных данных и последующей оценки эффективности предложенной расчетной методики [7,8] выполнено экспериментальное исследование собственных деформаций сталетрубобетонных элементов с ядром из бетона на напрягающем цементе [9], а также экспериментальное исследование прочности при центральной сжатии данных элементов, методика и результаты которого представлены ниже.

1 Методика экспериментального исследования. Для экспериментального исследования был изготовлен напрягающий цемент, представляющий собой смесь портландцемента марки М500 Д0 с комплексной расширяющейся добавкой [9]. В качестве расширяющейся добавки использовалась смесь глиноземистого цемента марки ГЦ-40, двухводного гипса и расширяющегося сульфоалюминатного модификатора (РСАМ) [10]. Массовые соотношения компонентов напрягающих цемента, использованных в экспериментальном исследовании, приведены в таблице 1.

Для приготовления бетонной смеси в качестве мелкого заполнителя использовался песок с модулем крупности $M_k = 2,32$, а в качестве крупного заполнителя – гранитный щебень фракции 5..20 мм.

Расход напрягающего цемента назначался таким образом, чтобы получить бетоны с разными показателями расширения. Составы бетонных смесей, рассчитанные в соответствии с рекомендациями [11], приведены в таблице 2.

Одновременно в экспериментальном исследовании использовались и традиционные бетоны на портландцементе, составы которых представлены в таблице 3.

Для достижения требуемой подвижности бетонных смесей в качестве пластификатора применен гиперпластификатор ГП-1 [12], относящийся к разряду поликарбоксилатных (см. таблицы 2 и 3).

Таблица 1 – Массовые соотношения компонентов напрягающих цемента

Марка цемента	Массовое содержание компонентов, %			
	Портландцемент М500 Д0 (ПЦ)	Глиноземистый цемент (ГЦ)	Гипс (Г)	РСАМ
НЦ1	63	15	12	10
НЦ2	72	11	9	8

Таблица 2 – Составы бетонных смесей на напрягающем цементе

Марка бетонной смеси	Расход сырьевых материалов на 1 м ³ бетонной смеси						
	Вязущее		Песок, кг	Щебень, кг	В/Вяз	Вода, л	ГП-1, л
	Марка	Расход, кг					
НБ1	НЦ1	664	550	900	0,43	282	5,08
НБ2	НЦ1	480	650	1010	0,45	213,5	3,67
НБ3	НЦ2	664	550	900	0,43	282	5,08

Таблица 3 – Составы бетонных смесей на портландцементе

Марка бетонной смеси	Расход сырьевых материалов на 1 м ³ бетонной смеси						
	Вяжущее		Песок, кг	Щебень, кг	В/Вяж	Вода, л	ГП-1, л
	Марка	Расход, кг					
Б1	ПЦ	664	550	900	0,43	282	5,08
Б2	ПЦ	390	700	1130	0,45	173,4	2,98

Для изготовления сталетрубобетонных элементов используются тонкостенные электросварные прямошовные трубы, изготовленные из углеродистой стали обыкновенного качества с пределом текучести 240 МПа. Трубы имеют внутренний диаметр 200 мм, толщину стенки 1; 1,5; 2 мм и длину 600 мм (см. рисунок 1а).

Экспериментальная серия включает 33 образца (по три "образца-близнеца" для каждой марки напрягающего бетона и по одному для обычного бетона, см. таблицу 4).

Для измерения продольных и тангенциальных деформаций оболочек сталетрубобетонных элементов в процессе нагружения использовались тензорезисторы с базой 20 мм, наклеенные в соответствующих направлениях. По высоте элементов тензорезисторы наклеивались в трех уровнях – по центру и на расстоянии 100 мм от торцов, а в поперечном направлении – через 120°. Таким образом, деформации образца измерялись с помощью 18 тензорезисторов (по 9 тензорезисторов для каждого из направлений) (см. рисунок 1б).

Следует отметить, что наклеивание тензорезисторов осуществлялось до бетонирования элементов для определения собственных деформаций на стадии твердения бетона [9].

Параллельно в процессе нагружения определялись абсолютные продольные деформации элементов по четырем образующим с помощью индикаторов часового типа (см. рисунок 1в). Цена деления индикаторов 0,01 мм, диапазоном измерений 0-10 мм. База измерения продольных деформаций элементов механическим способом составляла 300 мм.

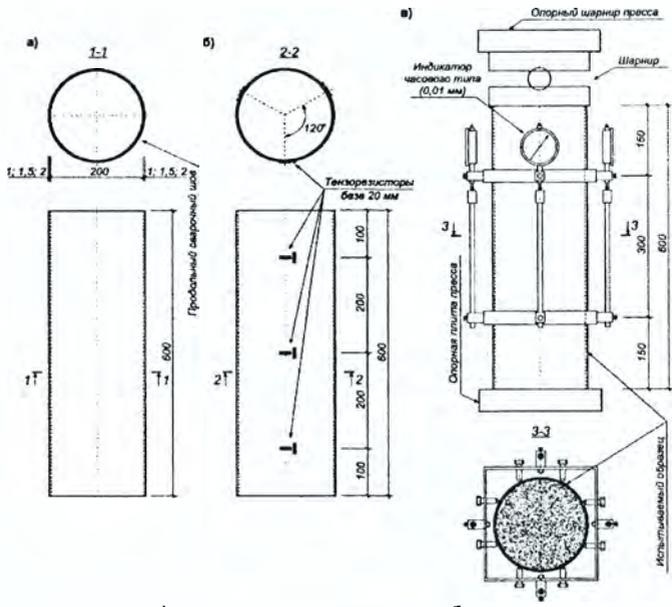
Возраст элементов при испытании составлял 60-70 суток. Испытание элементов производилось на гидравлическом прессе П-250 с передачей нагрузки на все поперечное сечение. Центрирование образцов выполнялось по геометрическим осям нижней плиты пресса и контролировалось на начальных этапах нагружения путем сопоставления продольных деформаций по образующим, вдоль которых они определялись.

Для определения ступеней нагружения предварительно оценивалась теоретическая предельная нагрузка N_u . Нагружение всех элементов проводилось ступенчатым по 0,1 N_u до величины 0,7 N_u , а затем – по 0,05 N_u .

Время выдержки элементов на каждой ступени составляло 5 минут. Отсчеты по тензорезисторам и индикаторам снимались дважды: непосредственно после приложения нагрузки и после выдержки под нагрузкой.

Для серий I-IX, с целью определения прочности на сжатие ядра из напрягающего бетона, с одного из трех элементов срезалась оболочка, и испытанию подвергалось только ядро.

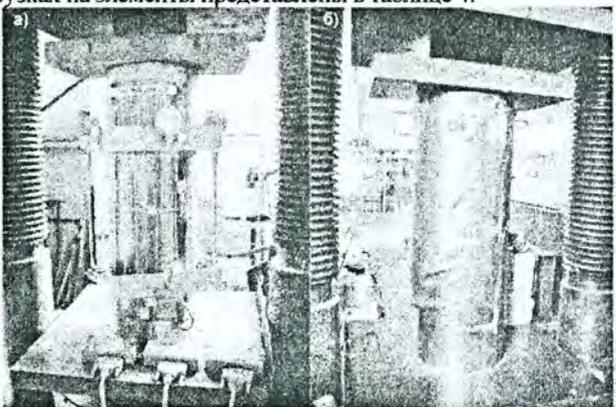
Одновременно с изготовлением сталетрубобетонных элементов выполнялось бетонирование контрольных образцов для определения величины самонапряжения напрягающих бетонов и их механических характеристик. Результаты испытаний контрольных образцов, а также данные о собственных деформациях сталетрубобетонных элементов приведены в работе [9].



а) геометрические параметры оболочек;
 б) схема расположения тензорезисторов на поверхности оболочек;
 в) схема испытания

Рисунок 1 – Конструкция опытных образцов и схема испытания

2 Результаты экспериментального исследования. Общий вид сталетрубо-бетонных элементов до и после испытания показан на рисунке 2, а данные о предельных нагрузках на элементы представлены в таблице 4.



а) до приложения нагрузки;
 б) после разрушения

Рисунок 2 – Общий вид элементов при испытании

Таблица 4 – Основные характеристики экспериментальных образцов и результаты испытания

Номер серии	Марка образца	Размеры, мм	Марка бетона	Предельная нагрузка, кН
I	СНСТБЭ 200.1-1	$\varnothing 200; t = 1; l = 600$	НБ1	1462
	СНСТБЭ 200.1-2			1847
	СНСТБЭ 200.1-3			1848
II	СНСТБЭ 200.1,5-1	$\varnothing 200; t = 1,5; l = 600$	НБ1	1463
	СНСТБЭ 200.1,5-2			1803
	СНСТБЭ 200.1,5-3			1849
III	СНСТБЭ 200.2-1	$\varnothing 200; t = 2; l = 600$	НБ1	2265
	СНСТБЭ 200.2-2			2490
	СНСТБЭ 200.2-3			2490
IV	СНСТБЭ 200.1-4	$\varnothing 200; t = 1; l = 600$	НБ2	1602
	СНСТБЭ 200.1-5			1620
	СНСТБЭ 200.1-6			1461
V	СНСТБЭ 200.1,5-4	$\varnothing 200; t = 1,5; l = 600$	НБ2	1705
	СНСТБЭ 200.1,5-5			1697
	СНСТБЭ 200.1,5-6			1492
VI	СНСТБЭ 200.2-4	$\varnothing 200; t = 2; l = 600$	НБ2	2053
	СНСТБЭ 200.2-5			1951
	СНСТБЭ 200.2-6			1425
VII	СНСТБЭ 200.1-7	$\varnothing 200; t = 1; l = 600$	НБ3	2092
	СНСТБЭ 200.1-8			2098
	СНСТБЭ 200.1-9			1695
VIII	СНСТБЭ 200.1,5-7	$\varnothing 200; t = 1,5; l = 600$	НБ3	2301
	СНСТБЭ 200.1,5-8			2106
	СНСТБЭ 200.1,5-9			1692
IX	СНСТБЭ 200.2-7	$\varnothing 200; t = 2; l = 600$	НБ3	2477
	СНСТБЭ 200.2-8			2475
	СНСТБЭ 200.2-9			1738
X	СТБЭ 200.1-1	$\varnothing 200; t = 1; l = 600$	Б1	1952
	СТБЭ 200.1,5-1			2295
	СТБЭ 200.2-1			2490
XI	СТБЭ 200.1-2	$\varnothing 200; t = 1; l = 600$	Б2	1488
	СТБЭ 200.1,5-2			1504
	СТБЭ 200.2-2			1790

Примечание: Жирным шрифтом выделены результаты испытания бетонных ядер элементов

Заключение. Выполненный комплекс экспериментальных исследований по определению собственных деформаций и напряжений сталебуробетонных элементов на стадии твердения напрягающего бетона [9], а также результаты исследования поведения данных элементов под нагрузкой позволят оценить эффективность предложенной методики по расчету прочности предварительно напряженных сталебуробетонных элементов [7,8]. Важными для этого являются и другие экспериментальные данные в этой области, полученные рядом авторов [1–6].

Список цитированных источников

1. Мартиросов, Г.М. Трубобетонные элементы из бетона на напрягающем цементе / Г.М. Мартиросов, А.И. Шахворостов // Бетон и железобетон. – 2001. – № 4. – С. 12–13.
2. Кришан, А.Л. Сталебуробетонные колонны с предварительно обжатым ядром / А.Л. Кришан, М.Ш. Гареев, А.И. Сагалатов // Бетон и железобетон. – 2004. – № 6. – С. 9–13.
3. Сахаров, А.А. Несущая способность трубобетонных элементов с бетоном, твердеющим под давлением: автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / А.А. Сахаров; Самар. гос. арх.-строй. акад. – Самара, 1999. – 23 с.
4. Гареев, М.Ш. Прочность сжатых сталебуробетонных элементов с предварительно обжатым ядром: дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / М.Ш. Гареев. – Магнитогорск, 2004. – 161 с.

5. Сагадатов, А.И. Напряженно-деформированное состояние сжатых трубобетонных элементов с внутренним стальным сердечником: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / А.И. Сагадатов; Магнитогор. гос. техн. ун-т. им. Г.И. Носова. – Магнитогорск, 2006. – 22 с.

6. Кузнецов, К.С. Прочность трубобетонных колонн с предварительно обжатым ядром из высокопрочного бетона: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / К.С. Кузнецов; Магнитогор. гос. техн. ун-т. им. Г.И. Носова. – Магнитогорск, 2007. – 19 с.

7. Бондаренко, В.М. Исследование и разработка общей методики расчета трубобетонных элементов с ядром из бетона на напрягающем цементе / В.М. Бондаренко // Проблемы безопасности на транспорте: материалы междунар. науч.-практ. конф.; под общ. ред. В.И. Сенько. – Гомель: БелГУТ, 2007. – С. 242–244.

8. Бондаренко, В.М. Расчет прочности сталетрубобетонных элементов с ядром из бетона на напрягающем цементе при центральном сжатии / В.М. Бондаренко, Л.К. Лукша // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: сб. тр. XV междунар. науч.-метод. семинара: в 2-х т.; под общ. ред. Д.П. Лазовского, А.А. Холько. Новополоцк, ПГУ, 27–28 ноября 2008 г. – Новополоцк: ПГУ, 2008. – Т. I. – С. 206–214.

9. Бондаренко, В.М. Применение бетонов на напрягающем цементе при изготовлении сталетрубобетонных элементов / В.М. Бондаренко, И.П. Павлова // Вестник БрГТУ. Строительство и архитектура. – Брест: БрГТУ, 2009.

10. Протько, Н.С. Свойства и особенности применения расширяющей добавки РСАМ в технологии бетона и растворов / Н.С. Протько // Строительная наука и техника. 2007. – № 5. – С. 123–130.

11. Рекомендации по проектированию составов бетонов с компенсированной усадкой или самоуплотнением. – Брест: БГТУ, 2005. – 13 с.

12. Калиновская, Н.Н. Технологические свойства, прочность и эффективное применение бетона, модифицированного гиперпластификатором ГП-1 / Н.Н. Калиновская // Строительная наука и техника. – 2007. – № 5. – С. 74–83.

УДК 624.014.001.24 (476.7)

РАБОТА СЖАТЫХ СТЕРЖНЕЙ СИСТЕМЫ «БрГТУ» В ПРЕДЕЛАХ И ЗА ПРЕДЕЛАМИ УПРУГИХ ДЕФОРМАЦИЙ

Люстибер В.В.

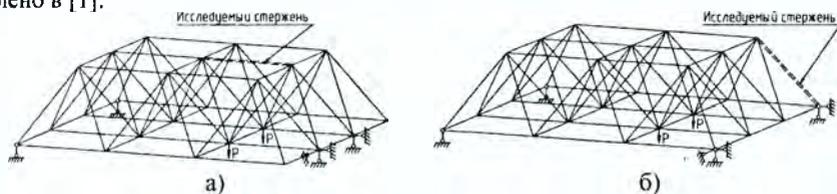
Введение. При расчете металлических конструкций особое внимание необходимо уделять вопросу устойчивости всей конструкции в целом, а также отдельных ее стержней. От того, насколько велика разница между значением расчетной длины сжатого элемента, вычисленным по действующим нормам, и значением действительной расчетной длины стержня, входящего в состав конструкции, в значительной степени зависит надежность и экономичность предлагаемой конструкции. Рассматриваемая проблема особенно актуальна для «новых» конструкций, получивших внедрение в практику строительства сравнительно недавно, к коим, безусловно, относится и металлическая стержневая конструкция системы «БрГТУ».

Учитывая вышесказанное, была поставлена цель – оценка надежности конструкций системы «БрГТУ» исходя из величины запасов, заложенных при расчете сжатых стержней по действующим нормам.

Ниже впервые представлены основные результаты исследований работы сжатых стержней системы «БрГТУ» в пределах и за пределами упругих деформаций, включающие также и выводы, сделанные при изучении явления потери устойчивости сжатых стержней системы «БрГТУ» в области упругопластических деформаций.

Методика испытаний. Исследование работы стержней в области упругих деформаций выполнены на фрагменте высотой 1555 мм с размерами в плане в осях нижних поясов 6600х6600 мм и в осях верхних поясов 4400х4400 мм. Размер стороны квадратной ячейки поясных сеток в данном случае составил 2200х2200 мм. В зависимости от того, какой стержень исследовали, принимали такую расстановку опор, при которой максимальное усилие возникало именно в этом стержне (рисунок 1, а и 1, б). Исследования работы стержней за пределами упругих деформаций выполнены на двух фрагментах высотой 1500 мм по центрам узлов с размерами ячеек верхней и нижней поясной сеток 1500х1500 мм. Стержневые элементы обоих фрагментов изготовлены из круглых стальных бесшовных горячекатаных труб сечением 60х4 мм по ГОСТ 8732 из стали марки сталь 20 по ГОСТ 1050. Полая сфера узлового элемента первого фрагмента изготовлена из листового проката стали марки 09Г2С толщиной 16мм и имела наружный диаметр $D=212$ мм. Для второго и третьего фрагмента соответствующие характеристики узлового элемента, выполненного из той же марки стали, имели следующие значения: толщина полой сферы – 10 мм, наружный диаметр – $D=160$ мм. Для сопряжения стержней в узлах применены высокопрочные болты класса прочности 12.9 по DIN 933 и гайки по DIN 934 из стали марки 40X (для первого фрагмента – болты и гайки М30, для второго – М20).

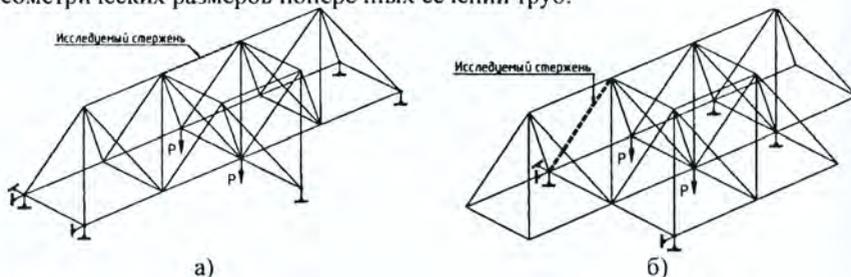
Нагружение осуществлялось через два нижних узла фрагмента с помощью гидравлических домкратов ступенями по 10кН до нагрузки, составляющей 80% от предельной, и далее непрерывно до начала потери устойчивости наиболее нагруженным сжатым стержнем. На промежутке времени, характеризуемом значительным нарастанием прогиба стержня, значение узловой нагрузки поддерживалось на одном уровне. При испытании значение узловой нагрузки определяли с помощью динамометра, относительные деформации в трех сечениях исследуемого стержня путем снятия показаний тензорезисторов, сближение концов стержня определяли как среднее показание двух прогибомеров. Более подробное описание системы нагружающих траверс, расположения тензорезисторов на поверхности трубы, а также регистрирующей аппаратуры представлено в [1].



а) – к исследованию сжатого пояса; б) – к исследованию сжатого опорного раскоса
Рисунок 1 – Схемы опирания фрагмента I

Вид фиксирования данных, характеризующих напряженно- деформированное состояние сжатого пояса (рисунок 2, а) и сжатого опорного раскоса (рисунок 2, б), определялся методом их снятия. На этапах ступенчатого нагружения показания тензорезисторов и прогибомеров снимали после каждой ступени приложения нагрузки. В момент непрерывного нагружения показания тензорезисторов снимали с частотой 10Гц, а показания прогибомеров записывались на две видекамеры. При этом включение всех трех фиксирующих приборов производилось одновременно.

Для получения достоверных результатов значительное внимание было уделено определению действительных характеристик материала и геометрических размеров поперечных сечений труб.



а) – к исследованию сжатого пояса; б) – к исследованию сжатого опорного раскоса
Рисунок 2 – Схемы испытанных фрагментов II и III

Предел текучести материала труб исследуемых стержней определяли согласно [2, 3] при испытании на растяжение стандартных образцов на универсальной испытательной машине ИР 5145-500 Ивановского ОАО «Точприбор». Заготовки для образцов отрезали от проката на заводе при изготовлении стержневой фрагмента.

Рассматривая полученные зависимости « σ - ϵ » и принимая во внимание результаты исследований пластичной стали 37, выполненных Рейном и Мемлером, установлено, что сталь весьма близко следовала диаграмме идеального упругопластического тела. Вывод сделан на основании того, что практически все диаграммы имеют выраженный «зуб текучести», на участке диаграммы от «нулевой» точки до верхней точки «зуба текучести» отклонение от линейного закона ничтожно, а площадка текучести при этом имеет значительную протяженность (более 2%).

Предел текучести $\sigma_y = 29,4 \text{ кН/см}^2$ получен как среднее значение всех обработанных результатов (интервал значений составил от $28,69 \text{ кН/см}^2$ до $30,60 \text{ кН/см}^2$). Определить предел пропорциональности экспериментальным путем не представлялось возможным, учитывая, что для большинства сталей $\sigma_p/\sigma_y = 0,8..0,85$, предел пропорциональности условно принят равным $0,8\sigma_y = 23,52 \text{ кН/см}^2$.

Измерение толщины стенки труб производили до изготовления стержневых элементов с помощью штангенциркуля с точностью $0,05 \text{ мм}$ в восьми точках, равноудаленных друг от друга по периметру сечения. Измерение наружного диаметра труб производили в четырех сечениях. Каждое из последующих сечений при этом было повернуто на 45° по отношению к предыдущему. В результате обработки данных, полученных для 20 заготовок, была определена средняя толщина стенки трубы, принятая для дальнейших расчетов равной $3,87 \text{ мм}$. Разброс в значениях номинального наружного диаметра труб, равного 60 мм , в более чем 80% измерений не превысил $0,1 \text{ мм}$, ввиду чего за расчетный наружный диаметр принято его номинальное значение.

Принимая во внимание действительные размеры поперечного сечения, реальные характеристики сечения составили: площадь поперечного сечения $A = 6,82 \text{ см}^2$, момент инерции $J = 27 \text{ см}^4$, момент сопротивления $W = 9 \text{ см}^3$, радиус инерции $i = 1,99 \text{ см}$.

Обработка показаний тензорезисторов. В качестве исходных данных принимался ряд последовательных значений относительных фибровых деформаций поверхности трубы, полученных для каждой ступени нагружения

(пошаговое нагружение) и для фиксированного отсчета времени (непрерывное нагружение). Все расчеты для удобства были сведены в таблицу. Перевод показаний тензорезисторов в напряжения выполнен по формуле закона Гука, с учетом неизменности модуля упругости, равного $E=2,06 \cdot 10^4 \text{ кН/см}^2$. По фибровым напряжениям для двух взаимно ортогональных плоскостей найдены осевые напряжения (σ_y^N и σ_z^N) и напряжения от изгиба (σ_y^M и σ_z^M). Осевые усилия получены умножением осевого напряжения на площадь поперечного сечения. За истинное значение осевого усилия принималось среднее значение результатов, полученных для трех сечений. Изгибающие моменты, действующие в двух взаимно ортогональных плоскостях, определяли по крайевым напряжениям от изгиба умножением краевого напряжения на момент сопротивления. По полученным моментам M_y и M_z определяли максимальный момент M , действующий в сечении, и угол между плоскостью действия максимального момента и одной из начальных плоскостей (Y либо Z). Эксцентриситет действия усилия в сечении определяли делением максимального момента M на осевое усилие N .

Основные результаты испытаний. Как отмечалось выше, испытания заканчивались после достижения исследуемым стержнем своего предельного состояния. За критическое усилие принято максимальное усилие, которое смог воспринять стержень. Значительный интерес с точки зрения работы стержня в закритической области представляет впервые полученная зависимость «усилие в стержне - сближение концов», построенная вплоть до полной потери устойчивости элемента. Две такие характерные зависимости представлены ниже (рисунок 3).

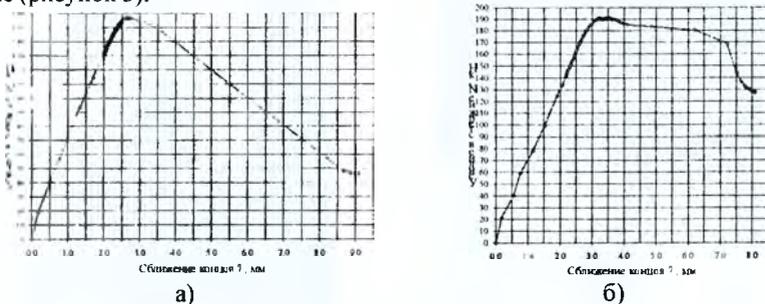
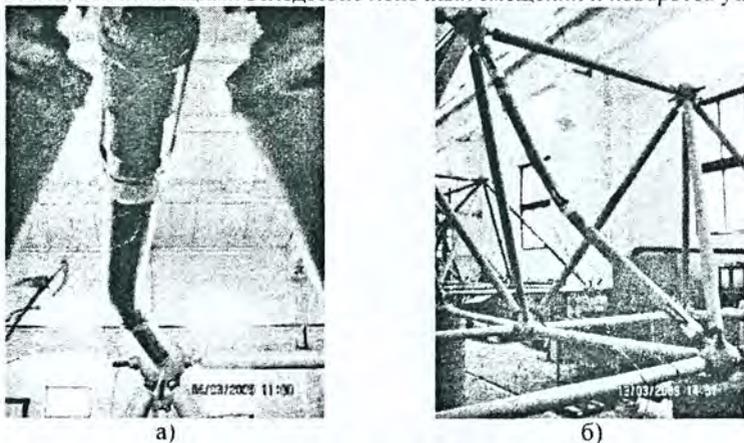


Рисунок 3 – Зависимости «усилие в стержне - сближение концов» для стержней, теряющих устойчивость в области упругопластических деформаций

Очертания зависимостей качественно соответствуют характеру потери устойчивости соответствующих стержней. Нарастание прогиба в середине стержня № 2 происходило достаточно быстро, в то время как стержень № 3 выпучивался плавно в течение продолжительного времени. При этом ни в одном из проведенных испытаний не зафиксировано мгновенной потери устойчивости, что в принципе не является обязательным для стержней, теряющих устойчивость в области упругопластических деформаций. Объяснить различие в представленных зависимостях можно более быстрым нагружением стержня № 2, а также отличными значениями характеристик материала труб в зоне развития пластических деформаций (в стержне № 2 пластические деформации, видимо, достигнуты ранее, а распределение свойств по сечению более равномерное).

Во всех случаях на стержневом элементе, потерявшем устойчивость, в средней части трубы выделяли искривленный отрезок с ярко выраженными участками пластических деформаций и прямолинейные участки, каждый длиной более чем треть полной длины трубы от торца элемента (рисунок 4).

Для всех стержней, испытанных в составе фрагментов II и III, отмечено возрастание эксцентриситета действия усилия в среднем сечении на протяжении всего испытания. В одном из крайних сечений стержня № 1 наблюдали постоянный рост эксцентриситетов, в другом – постоянное убывание. При этом отношение потери устойчивости, составило около двух. При испытании № 2 (верхний пояс) и испытании № 4 (опорный раскос) отмечено увеличение эксцентриситетов в первом сечении, однако не столь существенное как в первом случае, и практические постоянные значения в третьем сечении. Для стержня № 3 характерно убывание эксцентриситетов на начальных этапах нагружения (до узловой нагрузки, составляющей треть от предельной) и увеличение на последующих этапах. Объяснить такие изменения эксцентриситетов можно как конструктивными особенностями стержневого элемента (резьбовые отверстия в гайках, установленных в торцах труб, имеют некоторое отклонение от оси трубы), так и присутствующими «рамными» моментами, возникающими вследствие конечных смещений и поворотов узлов.



а) – сжатый пояс; б) – опорный раскос
Рисунок 4 – Форма потери устойчивости сжатых стержней

Изменение абсолютных значений максимальных моментов качественно соответствует изменению эксцентриситетов действия усилий. Угол наклона плоскости главного момента к начальным плоскостям в период ступенчатого нагружения изменяется скачкообразно в положительном либо отрицательном направлении и, как правило, однозначно растёт либо уменьшается при непрерывном нагружении.

Авторами пространственной стержневой конструкции системы «БрГТУ» отмечалось, что при определении расчетной длины сжатого стержня необходимо принимать $\mu=1$. При этом геометрическая длина стержня принимается равной расстоянию между центрами узлов (полых сфер). Ниже оценка справедливости этого утверждения выполнена следующим образом. На гиперболу Эйлера (рисунок 5)

нанесены экспериментальные точки, каждая из которых соответствует критическому напряжению, полученному при исследовании устойчивости одного из семи упругих стержней, испытанных в составе фрагмента I. Как видно, значения гибкостей для всех точек попадают в интервал от 95 до 105, что несколько меньше гибкости, рассчитанной по предложенным выше допущениям и равной 111. Таким образом, можно утверждать, что действительная расчетная длина сжатого стержня несколько меньше длины принимаемой при расчете. »

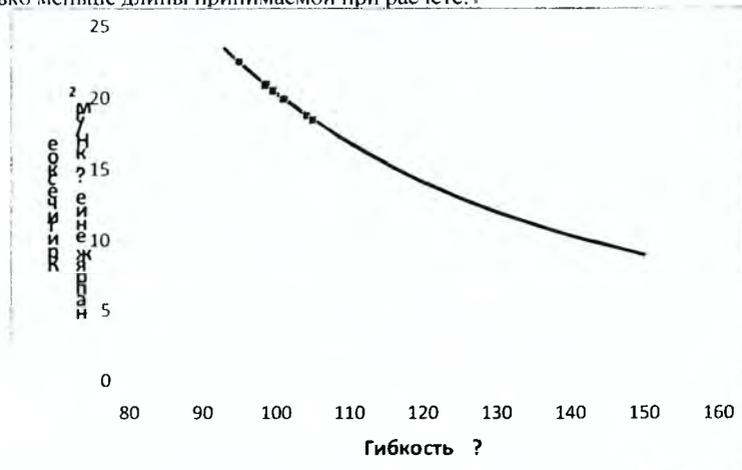
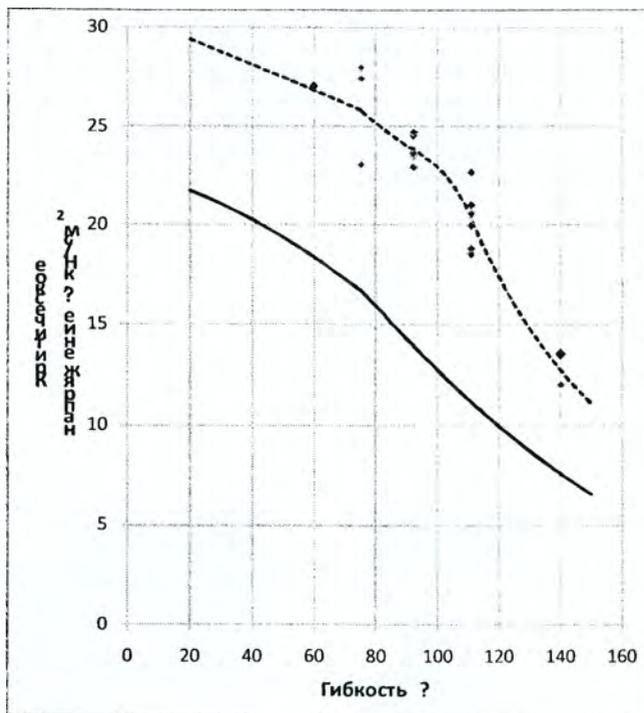


Рисунок 5 – Гипербола Эйлера с экспериментальными точками

На данном этапе исследований определить действительную расчетную длину сжатого стержня, теряющего устойчивость в области упругопластических деформаций, не представляется возможным. Причиной является отсутствие кривой критических напряжений для центрально сжатых шарнирно опертых стержней из круглой трубы с материалом, аналогичным материалу испытанных элементов за пределами применимости формулы Эйлера. В связи с этим оценка надежности конструкции системы «БРГТУ» выполнена с учетом положений, принятых при составлении действующих норм в области проектирования стальных конструкций.

Как известно, в [4] методика практических расчетов центрально-сжатых элементов приведена с использованием коэффициентов устойчивости при центральной сжатии φ , которые вычислены с учетом рекомендаций п. 5.7 [5] в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_s / E}$. Учитывая эту зависимость и принимая во внимание физический смысл коэффициента продольного изгиба, была построена теоретическая кривая критических напряжений « σ - λ » (рисунок 6). Здесь же представлены результаты всех испытаний и аппроксимирующая экспериментальная кривая. Все точки нанесены по экспериментальным напряжениям и соответствующим им гибкостям, рассчитанным для стержней с учетом того, что коэффициент приведения расчетной длины принят $\mu=1$. Отметим здесь, что при построении «нормативной» кривой расчетное сопротивление стали принято по [4].



Примечание:

- — — — — - кривая по [5];
- — — — — - экспериментальная кривая

Рисунок 6 – Теоретическая кривая критических напряжений с экспериментальными точками

Как видно, критические напряжения, полученные во всех без исключения испытаниях, превышают предельно допустимые напряжения, рассчитанные по действующим нормам. Экспериментальные данные в области упругих деформаций могут быть аппроксимированы гиперболой Эйлера. В области малых гибкостей при $\lambda < 75$ предложено заменить кривую прямой, максимальная ордината которой при гибкости $\lambda = 20$ соответствует пределу текучести.

Учитывая вышесказанное, вполне оправдано в качестве расчетной схемы структурной конструкции системы «БрГТУ» принимать стержневую систему с шарнирным сопряжением стержней в узлах. Справедливость применения такой идеализированной системы для достоверного определения усилий в стержнях рассматриваемой конструкции подтверждена сопоставлением усилий, полученных при испытаниях и усилий, определенных численным путем. Так, разница между экспериментальными и численно установленными усилиями принимает положительные либо отрицательные значения в пределах до 5% для сжатых и растянутых стержней поясных сеток и раскосов и до 15% для сжатых опорных раскосов. Сравнительно малые, но имеющие место различия сопоставляемых величин объективно объясняются присутствующими погрешностями измерений и некоторым перераспределением усилий, обусловленным, в первую очередь, различными опорными реакциями.

При исследовании работы сжатого опорного раскоса фрагмента I для всех стержней, за исключением стержня теряющего устойчивость, установлена линейная зависимость между продольными усилиями, возникающими в стержнях, и испытательной нагрузкой, прикладываемой к нагружаемому узлам. В стержне, теряющем устойчивость, ближе к моменту наступления его предельного состояния эта зависимость нарушается. Существование линейных зависимостей, указывает на то, что в течение всего времени нагружения расчетная схема конструкции не изменяется.

Как отмечено в [1], узловая податливость влияет только на деформативность конструкций. При испытаниях фрагментов наблюдали превышение экспериментальных прогибов над их значениями определенными численно. При этом увеличение прогибов на начальных этапах нагружения происходило непропорционально росту испытательной нагрузки. Линейная зависимость установилась при значении узловой нагрузки составляющей 25-35% от предельной и сохранялась вплоть до потери устойчивости сжатого стержня. Деформативность пространственной конструкции в данном случае характеризуется особенностью работы узлового элемента на начальных этапах его нагружения.

Заключение. Проверку устойчивости упругих стержней, а также стержней, теряющих устойчивость в области упругопластических деформаций, вполне оправданно проводить в предположении шарнирного закрепления стержней в узлах. Такое допущение ни в коей мере не снижает надежности конструкции. Более того, сравнивая расчетную гибкость и гибкости, полученные для упругих стержней в результате обработки экспериментальных данных, важно отметить незначительную разницу в их значениях, что указывает на высокую экономическую эффективность конструкций системы «БрГТУ».

Список цитированных источников

1. Драган, В.И. Особенности работы структурных металлических конструкций системы «БрГТУ» / В.И. Драган, В.В. Люстибер // Вестник Брест. гос. тех. ун-та. Строительство и архитектура. – 2008. – № 1(49). – С. 80–86.
2. ГОСТ 10006-80 Трубы металлические. Метод испытаний на растяжение – М.: ИПК Издательство стандартов. – 1998. – 8 с.
3. ГОСТ 1497-84 Металлы. Методы испытаний на растяжение – М.: ИПК Издательство стандартов. – 1986. – 25 с.
4. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.
5. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81* «Стальные конструкции») ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 148 с.

УДК [69.008.6:692.426]:534.1

КОНТРОЛЬ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ КОНСТРУКЦИЙ БОЛЬШЕПРОЛЕТНОГО СООРУЖЕНИЯ ЛЕТНЕГО АМФИТЕАТРА В Г. ВИТЕБСКЕ ПУТЕМ ИЗМЕРЕНИЯ ИХ ДИНАМИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК

Мигель А.В.

Введение. Изменение собственной частоты колебания элемента конструкции, в зависимости от внутреннего осевого усилия, положено в основу проведения комплексных мероприятий по мониторингу технического состояния Летнего амфитеатра в г. Витебске, применительно к структурной системе УО «БрГТУ». В ходе проведенного этапа мониторинга было проанализировано свыше 150 элементов нижней поясной сетки и раскосов в опорных частях сооружения.

Из теории колебаний [1] известно о взаимосвязи собственной частоты колебаний от приложенного продольного усилия (сжимающего или растягивающего). Эта зависимость имеет следующий вид:

- для растянутых элементов

$$\omega_i = \frac{i^2 \cdot \pi^2 \cdot a}{l^2} \sqrt{1 + \frac{S \cdot l^2}{i^2 \cdot EI \cdot \pi^2}}, \quad (1)$$

- для сжатых элементов

$$\omega_i = \frac{i^2 \cdot \pi^2 \cdot a}{l^2} \sqrt{1 - \frac{S \cdot l^2}{i^2 \cdot EI \cdot \pi^2}}, \quad (2)$$

где $i=1,2,3,\dots$ - номер формы колебания;

a - коэффициент вычисляемый по формуле:

$$a = \sqrt{\frac{EI}{\rho \cdot F}}, \quad (3)$$

l - длина элемента;

EI - жесткость элемента;

ρ - плотность материала элемента;

F - площадь поперечного сечения;

S - осевое усилие.

Из этой зависимости видно, что приложение растягивающего усилия вызывает увеличение значения собственной частоты, а сжимающего снижение. Однако расчетная зависимость применима только для свободного опертого стержня конечной жесткости (идеальный шарнир). В случае структурной конструкции «БрГТУ» данная зависимость будет давать погрешности вследствие следующих основных факторов:

1. Отсутствие идеального шарнирного закрепления стержней в узловых элементах конструкций с точки зрения свободы колебательных движений.

2. Возможность перемещения узловых элементов структурной конструкции и как следствие упругая податливость закрепления.

Полученные расхождения собственных частот колебаний с использованием зависимости теории колебаний и лабораторными испытаниями составляют 20-25 %.

1. Методика определения собственной частоты колебания стержней конструкции.

Для определения собственной частоты колебаний использовалась компьютерная измерительная система анализа характеристик вибрации ВИКМА-1 (рис. 1).

Структурная схема прибора включает в себя следующие основные модули: модуль измерения вибрации МИВ, модуль управления, синхронизации и интерфейса МУСИ, модуль питания и развязки МПР.

Принцип действия устройства следующий: при возбуждении поперечных колебаний в образце модуль измерения вибраций МИВ передает сигнал на модуль управления, синхронизации и интерфейса МУСИ в течение заданного промежутка времени. ЭВМ считывает данные и по окончании измерения строит график колебательного движения, где по оси абсцисс откладывается время измерения, а по оси ординат виброускорение (см рис. 2, 3). Далее программными средствами производится анализ полученных данных (графика колебательного движения), например, построение спектра частот.

Исходя из вышесказанного, предложена методика по определению осевого усилия в элементе:

1. Вибрационный датчик ВД с магнитом крепится к элементу конструкции в средней части по длине.

2. На ЭВМ запускается процесс считывания результатов (порядка 20-25с), одновременно производится возбуждение поперечных колебаний путем удара по элементу конструкции в направлении, параллельном расположению датчика на расстоянии 20-30 см от него.

3. По истечению времени считывания результатов, программным средством, поставляемым с устройством, строится график колебательного процесса.

4. На основе полученного графика колебательного движения строится спектр частот, по которому определяется собственная частота колебаний элемента конструкции.

5. Исходя из ранее полученных зависимостей (торировочных графиков или теоретических формул) определяется осевое усилие в элементе конструкции.

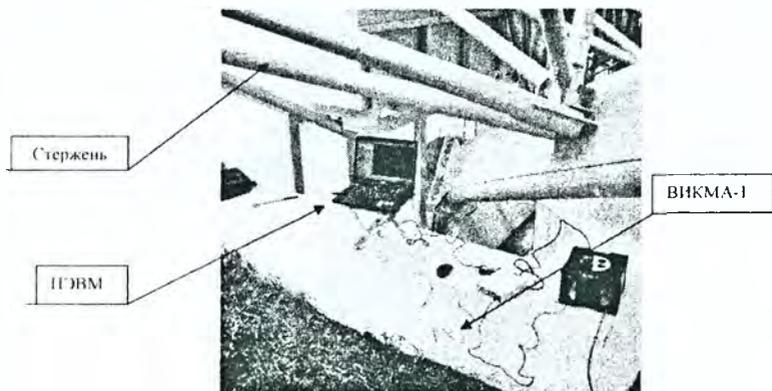


Рисунок 1 – Измерение собственной частоты колебания стержня структурной оболочки Летнего амфитеатра в г. Витебске

2. Построение торировочных зависимостей усилий в стержне от частоты собственных колебаний.

Как отмечалось ранее, о не применимости теоретических зависимостей для оценки осевого усилия по собственной частоте колебаний, были построены торировочные графики и получены зависимости в лабораторных условиях.

Торировочные графики строились для стержней С3 ($l=2610$ мм), С4 ($l=2679$ мм) соответствующих нижним поясам структуры и стержня С5 ($l=2958$ мм), соответствующего раскосам структурной оболочки. Испытательный стенд представляет собой двутавровую балку, в которой в области между стенкой и полкой устанавливается испытуемый стержень с узлами структуры по краям, с целью имитации работы узлового соединения.

Раскрепление узлов осуществлялось путем закрепления болтовых соединений в поперечном направлении испытуемого стержня к стенке испытательного стенда и имитировало работу испытуемых стержней в составе конструкции покрытия. Нагружение стержней проводилось с шагом 50 кН. Усилие контролировалось динамометром с параллельно подсоединенным домкратом.

Измерения собственных частот колебания, на примере стержня С3, при контролируемой нагрузке приведены на рис. 2–4. Результаты измерения представляются собой график колебательного процесса, где по оси абсцисс откладывается время измерения, а по оси ординат виброускорение (см. рис. 2, 3) и спектр частот, где по оси абсцисс откладывается частота, а по оси ординат виброускорение (см. рис. 4).

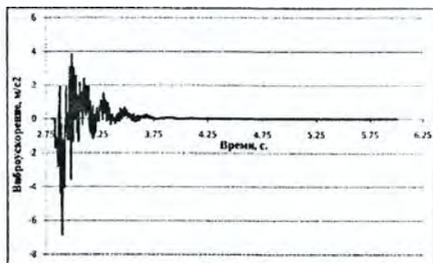


Рисунок 2 – График колебательного движения стержня С3 при нагрузке 300 кН

На графике колебательного движения (см. рис. 2) четко выражена зона импульсного возмущения (удара) – от 2.85с., в момент удара, до 4с., где колебательный процесс уже больше представляет собой синусоиду. Для анализа данный отрезок времени не представляет интереса, так как основное возмущение в этой зоне вызвано ударом. Преобладающая частота этого отрезка 0,71 Гц (приблизительная частота удара), и выявить собственную частоту колебания стержня очень сложно, вследствие высокого значения виброускорения от импульсного возмущения. Собственная частота колебаний стержня находится в зоне 40-50 Гц.

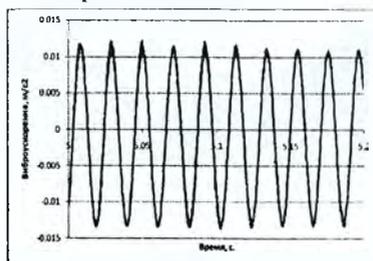


Рисунок 3 – График колебательного движения: зона периодических колебаний

Начиная где-то с 5с, график колебательного движения уже представляет собой ярко выраженную зону затухающих синусоидальных колебаний (см. рис.3), но имеет место и некоторое наложение колебаний, связанное с недостаточной плавностью кривой. Этот отрезок времени представляет практический интерес и при построении спектра позволяет определить собственную частоту колебаний. Согласно построенного спектра частот (см. рис.4) для стержня С3 при нагрузке растяжения 300 кН – собственная частота равна 47,7433 Гц.

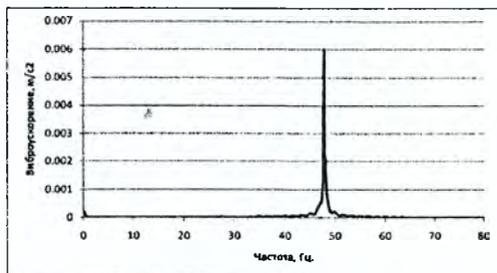


Рисунок 4 – Спектр частот стержня С3 при нагрузке 300 кН

В ходе спектрального анализа, на примере стержня СЗ, были получены значения собственных частот колебаний при фиксированном значении осевого усилия. Полученные значения собственных частот представлены на рис.4 в виде графика, где посредством линейной аппроксимации получена зависимость «усилие-частота».

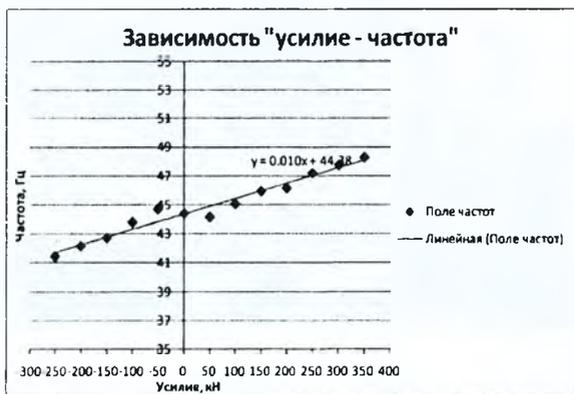


Рисунок 5 – Гариловочная зависимость осевого усилия от собственной частоты колебания элемента СЗ ($l=2610$ мм)

3. Оценка усилий в элементах структурной оболочки.

Металлическое покрытие Летнего амфитеатра в г. Витебске (рис. 6) представляет собой комбинированную систему, состоящую из усечённой двумя наклонными плоскостями пространственной стержневой цилиндрической оболочки регулярной структуры и подкрепляющих её 9-ти вертикальных арок (пять нижних и четыре верхних), двух наклонных арок, а также двух решетчатых колонн из круглых труб, расположенных за трибунами. Пролёт нижних вертикальных арок составляет 120,014 м, длина покрытия по середине составляет 71,0 м, высота подъёма осей нижних вертикальных арок от точки входа в фундамент – 18,5 м, высота покрытия по осям арок – 3,32 м. Опирание пространственной конструкции на фундамент происходит через вертикальные и наклонные арки и решетчатые колонны. Вертикальные арки выполнены в виде пучков, состоящих из трех криволинейных труб $\varnothing 273 \times 10$, объединенных между собой в местах примыкания структуры планками и диафрагмами. Таким образом, средняя часть покрытия представляет собой комбинированную решетчатую пространственную арку. Функции решетки арки выполняет решетка структурной оболочки. Наклонные подкрепляющие арки выполнены с поясами из спаренных криволинейных труб $\varnothing 273 \times 10$, соединенных планками с диафрагмами, и решеткой из круглых труб. Пространственная жесткость покрытия обеспечивается защемлением арок в фундаментах, установкой наклонных арок и колонн, совместной работой стержневой оболочки и всех арок покрытия.

Главная роль для решения всех функций, возложенных на покрытие, отводится структурной оболочке системы «БрГТУ». Её высота – 2,51 м, размер ячеек верхней поясной сетки – 3,0 x 3,0 м, нижней поясной стери – 3,0 x 2,931 м.

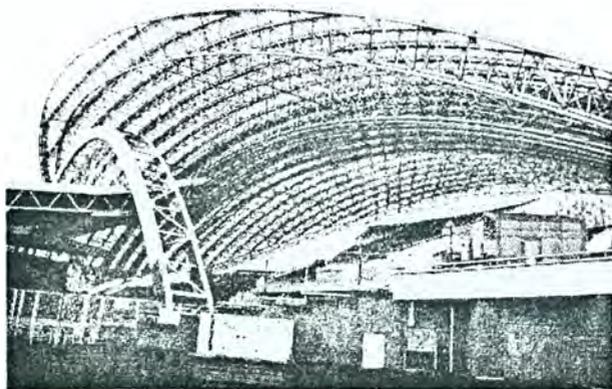


Рисунок 6 – Металлическое покрытие Летнего амфитеатра в г. Витебске

Для сравнительного анализа, полученных в ходе мониторинга данных, использовалась конечно-элементная модель покрытия (рис. 7), которая позволила учесть особенности действительной работы большепролетной конструкции. Элементы вертикальных и наклонных арок, стержни структурной оболочки описаны пространственными стержневыми элементами. В расчетную модель включены фундаменты под арки. Деформации оснований фундаментов задавались жесткостью свай, взятых по результатам испытаний. Фундаменты сооружения моделировались с помощью пластин, имеющих достаточно большую жесткость.

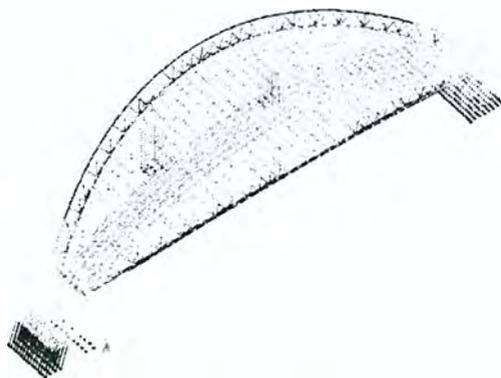


Рисунок 7 – Конечно-элементная модель металлического покрытия

Выполнены расчеты напряженно-деформированного состояния конструкций покрытия на внешние воздействия, действующие в период проведения мониторинга (октябрь 2008 г.).

Оценка усилий в элементах структурной оболочки производилась согласно разработанной методики с использованием полученных торировочных зависи-

мостей «усилие-частота» для стержней нижней поясной сетки С3 ($l=2610$ мм), С4 ($l=2679$ мм) и раскосов С5 ($l=2958$ мм) [2]. Точность определения частоты собственных колебаний составляет 0.17 Гц. В табл. 1 приведены значений усилий в анализируемых элементах, полученных согласно расчетной модели и предлагаемой методики.

Таблица 1 – Усилия в элементах структурной оболочки

Элемент	Собственная частота колебаний, Гц	Усилие в элементе, кН	
		Согласно предлагаемой методике	Согласно расчетной модели
С4	44.1670	-21.3	-49.2
С4	43.9882	-39.18	-41.9
С4	43.8094	-57.06	-45
С3	44.5247	14.47	16.5
С3	44.7035	32.35	29.4
С4	43.8094	-57.06	-65.06
С4	44.3459	-3.41	-35.06
С3	43.9882	-39.18	-36.2
С5	33.9746	-6.36	-20.8
С5	34.3323	17.49	25
С5	34.1535	5.57	30.3
С5	34.5111	29.41	23.2
С5	34.2429	15	11.53
С5	33.9746	-6.36	-42.8
С5	34.8687	53.25	30.2
С5	33.8552	-14.32	-21.1
С5	34.7793	47.29	35.7

Оценка несущей способности элементов структурной оболочки, по предлагаемой методике, выполнена по коэффициентам использования сечения: для растянутых элементов – по прочности, для сжатых элементов – по устойчивости. Анализ полученных результатов показал, что коэффициенты использования сечения для растянутых элементов находятся в интервале 0.009 – 0.258, для сжатых 0.008 – 0.338.

Вывод. Подтверждена качественная и количественная зависимость осевого усилия в стержневом элементе конструкции от собственной частоты колебаний.

1. Разработана методика определения собственной частоты колебания элемента конструкции в натуральных условиях.

2. Конструкция испытательного стенда позволила приблизить условия закрепления испытываемого стержневого элемента к фактическим, открытыми остались вопросы влияния соседних стержней и подкрепляющих элементов сооружения. И если последний не оказывает существенного влияния, то влияние соседних стержней предполагается оценить посредством испытания фрагмента структурной конструкции с контролем осевого усилия в испытываемом образце.

3. Построены торировочные зависимости «усилие-частота» для стержней поясной сетки и раскосов.

4. Произведена оценка несущей способности элементов структурной оболочки, посредством определения фактических значений осевого усилия.

5. Выявлена качественная и количественная сходимость полученных значений усилий по предлагаемой методике и расчетной модели.

Список цитированных источников

1. Тимошенко, С.П., Янг, Д.Х., Уивер, У. Колебания в инженерном деле / Пер. с англ. Л.Г. Корнейчука, под ред. Э.И. Григolloка. – Москва: Машиностроение, – 1985. – 472 с.

2. Мониторинг за поведением металлических конструкций покрытия Летнего амфитеатра «Славянский базар» в г. Витебске при их эксплуатации: отчет о НИР / Брестский государственный технический университет; рук. темы В.И. Драган. – Брест, 2008. – 154 с. – № 08/72

УДК 624.014.27(476.7)

МЕТОДИКА РАСЧЕТА БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫХ КОМБИНИРОВАННЫХ СТРУКТУРНЫХ ПОКРЫТИЙ С ПОДАТЛИВЫМИ УГЛОВЫМИ СОЕДИНЕНИЯМИ

Шурин А.Б.

Введение. Комбинированное структурное покрытие универсального спортивного комплекса «Виктория» разработано на кафедре строительных конструкций УО «БрГТУ» в 2004 году, и представляет собой квадратную в плане структурную плиту, состоящую из двух складок 66 х 66 х 93 м, соединенных в коньке, и создающие два ската с уклонами в 15°.

В средней части структурная плита поддерживается двумя металлическими арками пролетом 80,62 м. По контуру она опирается на четыре диафрагмы жесткости и сталежелезобетонные колонны, установленные с шагом 6м. Конструкция покрытия более подробно описана в [1, 2].

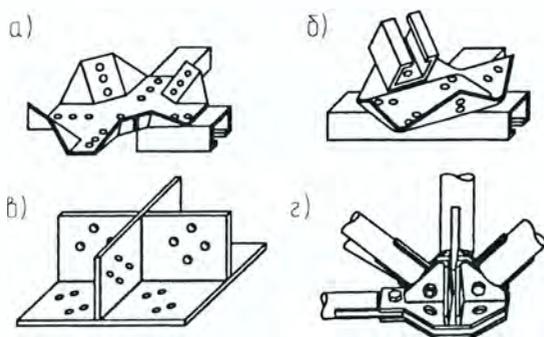
Учет податливости болтовых соединений структурной конструкции. Существенным недостатком некоторых применяемых узловых соединений структурных конструкций является их повышенная податливость, приводящая к искажению напряженно-деформированного состояния и дополнительным прогибам. В соответствии с этим, узловые элементы структурных конструкций можно классифицировать по степени их локальной податливости на две группы. К первой группе можно отнести узловые элементы, локальной податливостью которых при расчетах можно пренебречь. Это узлы, выполненные на монтажной сварке, и узлы системы «Меро», «Веймар», «МАрХИ», «БрГТУ». Вторая группа – это, как правило, узловые элементы на пространственных листовых фасонках с болтовыми соединениями, работающими на срез и смятие (рисунок 1). Структурные конструкции с такими соединениями легко собираются и имеют менее жесткие допуски на изготовление.

Общим недостатком таких узлов является податливость соединения, возникающая из-за разности диаметра отверстия в фасонке и диаметра болта, в результате в конструкции появляются дополнительные прогибы. Часть стержней структурной конструкции вступает в работу только после выбора зазоров в соединении. Все это приводит к перераспределению усилий, и действительная картина становится отличной от ожидаемой.

В комбинированной структурной плите покрытия применен узловой элемент, представленный на рисунке 1г.

Анализ проведенных авторами исследований податливости показал, что все они были проведены на моделях или фрагментах структурных конструкций с величиной зазора между диаметром отверстия и болта 1,5 мм. На комбинированных натуральных конструкциях покрытий такие исследования не проводились.

Характерным допущением в общепринятых расчетах пространственных структурных конструкций является то, что при их расчете допускается гипотеза о шарнирном соединении стержней в узлах. В этом случае в каждую угловую точку рассматриваемой пространственной системы вводят три связи, исключая линейные смещения узлов, и поэтому в стержнях конструкции возникают только продольные усилия.



а – «Юнистрат»; б – «КИСИ»;
в – на пространственной листовой фасонке; г – «Веймар».

Рисунок 1 Узловые соединения на пространственных листовых фасонках

В натуральных конструкциях узловые сопряжения элементов имеют конечную жесткость, а существующие модели не учитывают действительные жесткостные характеристики узловых элементов. Описание же элементов структурной плиты стержневыми КЭ с угловыми шарнирами не учитывает податливость болтовых соединений, вызванную разницей между диаметром отверстия и болта.

Исследования Ефимова О.И., Трофимова В.И. [3], Зуевой И.И. [3], Клячина А.З. показали, что податливость узлов структурной конструкции вырабатывается неравномерно. И заранее предсказать, при каких усилиях в элементах структурной плиты начнутся сдвиги в болтовых соединениях и какова будет их последовательность – маловероятно. Поэтому для расчета вводились следующие предположения:

- для получения граничного случая принимали, что податливость вырабатывается во всех элементах структурной конструкции.

- деформативность болтового соединения пропорциональна усилию, т.е. деформации развиваются не по зависимости 1 (рисунок 2), а происходят по прямой 2, т.е. деформации будут складываться из упругой Δl_u и неупругой части Δl_{ny}

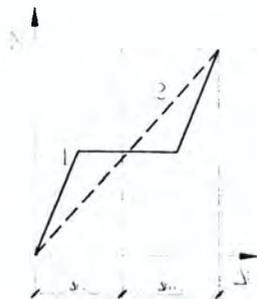


Рисунок 2 – График деформативности болтового соединения

Для определения положения прямой 2 (рисунок 2) и соответственно жесткостей болтовых соединений элементов структурной конструкции на осевое растяжение (сжатие) EA были проведены соответствующие испытания. Для этих целей были разработаны образцы узловых и стержневых элементов. По полученным в результате испытаний графикам по закону Гука была вычислена жесткость узловых элементов на осевое растяжение-сжатие EA

$$EA = \frac{N}{\varepsilon} \quad (3)$$

Относительные деформации образцов ε принимались по усилиям, вызывающим в образцах напряжения, равные пределу пропорциональности σ_{02} .

Теоретическими исследованиями конечно-элементной модели с включением в расчет действительных жесткостных характеристик узловых соединений большепролетной комбинированной конструкции установлено, что деформации, вызванные податливостью болтовых соединений, приводят к появлению остаточных прогибов и перераспределению внутренних усилий.

Анализ напряженно-деформированного состояния арок показал, что максимальные продольные усилия в затяжке увеличились на 18,6%, в опорных стержнях нижнего пояса арок – на 16,8%. Прогиб затяжек арок увеличился также на 44,4%.

В структурной плите максимальный расчетный прогиб увеличился в три раза. При этом:

- при величинах продольных усилий от 0,8 до максимальных в стержнях верхнего пояса и раскосах произошло их уменьшение на величину до 35%, в стержнях нижнего пояса – до 22%;
- при величинах усилий от 0,2 до 0,8 от максимальных в стержнях верхнего пояса и раскосах усилия уменьшились в большинстве случаев на 50%, в стержнях нижнего пояса уменьшение произошло в 10% и увеличение в 25% случаев;
- при величинах усилий до 0,2 от максимальных в элементах структурной плиты изменяется знак усилия: для стержней верхнего пояса – в 23%, в раскосах – в 16%, в нижних поясах – в 13%.

Учет влияния профнастила. Стальной профилированный настил выполняет ограждающие функции и образует жесткий диск в уровне верхнего пояса комбинированной структурной конструкции. Между тем, включая профилированный настил и прогоны в работу несущих конструкций, можно точнее определить напряженно-деформированное состояние покрытия. Для этих целей и была разработана следующая конечно-элементная модель (рисунок 3).

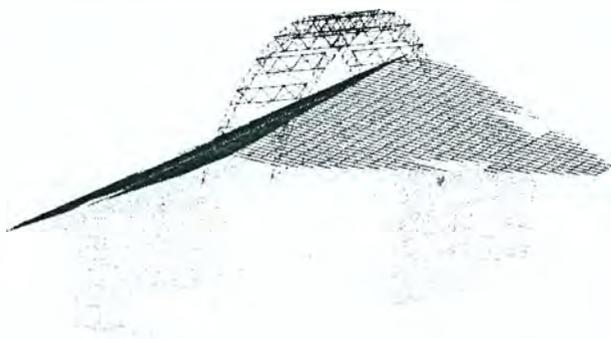


Рисунок 3 – Конечно-элементная модель покрытия с прогонами и профилированным настилом

Прогоны из швеллеров №16, через опорные столики, опираются на узловые элементы верхнего пояса структурной плиты. К прогонам крепится стальной профилированный настил, имеющий различную жесткость в продольном и поперечном направлениях. В связи с отсутствием в ПК «Лира» соответствующих конечных элементов, жесткость профнастила в продольном направлении была приведена к стержню и описана универсальными конечными элементами (КЭ 10), которые размещали в каждом узле структурной плиты. В поперечном направлении профнастил был смоделирован универсальными прямоугольными и треугольными конечными элементами (КЭ 11 и КЭ 12), приведенный модуль упругости которых получен путем приложения к торцу профнастила единичной нагрузки.

В результате увеличения жесткости верхнего пояса комбинированной структурной плиты путем включения в работу прогонов и профилированного настила получили уменьшение максимального расчетного прогиба узлов структурной плиты на 7%.

Анализ напряженно-деформированного состояния арок показал, что в затяжке произошло уменьшение продольных усилий также на 22,7%. Усилия в опорных стержнях нижнего пояса арок уменьшились на 19,5%.

В структурной плите получены следующие данные:

- при величинах продольных усилий от 0,8 до максимальных в стержнях верхнего пояса и раскосах произошло их уменьшение на величину до 35%, в стержнях нижнего пояса – до 22%;
- при величинах усилий от 0,2 до 0,8 от максимальных в стержнях верхнего пояса и раскосах усилия уменьшились в большинстве случаев на 50%, в стержнях нижнего пояса уменьшение произошло в 10% и увеличение в 25% случаев;
- при величинах усилий до 0,2 от максимальных в элементах структурной плиты изменяется знак усилия: для стержней верхнего пояса – в 23%, в раскосах – в 16%, в нижних поясах – в 13%.

Натурные испытания. Для оценки соответствия принятых конечно-элементных моделей сооружения действительной схеме были проведены натурные испытания путем загрузки полной нормативной нагрузкой.

В целом, можно отметить количественное и качественное совпадение напряженно – деформированного состояния конструкции покрытия с результатами, полученными теоретически.

Увеличенные по сравнению с теоретическими прогибы структурной плиты в некоторых точках и отклонения в разнице усилий объясняются в первую очередь неточностями изготовления и монтажа монтажных приспособлений и собираемой на ней структурной плиты. В процессе сборки конструкции под действием собственного веса происходило «обжатие» конструкций покрытия и монтажных приспособлений, выбор люфтов и имеющихся естественных зазоров и несовершенств, точно предусмотреть которые не представляется возможным. Скачки на эпюре измеренных перемещений объясняются также частичным смещением испытательной нагрузки относительно центров ее приложения, что можно объяснить сжатыми сроками, отведенными на испытание.

Неравномерность деформирования затяжек и верхнего пояса арок объясняется порядком монтажа структурной плиты. Монтаж велся от оси X1 к оси X19, далее – по мере возведения и переноса монтажных приспособлений. На момент окончания монтажа структурной плиты в осях Y10-Z1-Z3, в осях Y10-Z2-Z4 монтаж был завершен на 35% ввиду недостатка лесов и монтажных приспособлений.

Наибольшая разность между экспериментальными и расчетными усилиями для арок наблюдается в затяжках и составляет для 12,8%. Для опорных элементов нижнего пояса – 11,3%, и 29,3% для подвесок. Отклонения связаны с погрешностями измерений, неравномерностью натяжения подвесок перед снятием арок с временных опор.

Для структурной плиты наибольшая разность составляет для раскосов и составляет 41,1%. Для стержней нижнего пояса разность составляет 32,6%, для стержней верхнего пояса – 18,6%. Следует отметить, что наибольшие усилия в структурной плите в 4-й четверти в осях X10-Y10-Z4. Наибольшая разница в четвертях для стержней верхнего пояса составляет 27,4%, для стержней нижнего пояса 11,1% и 19,4%, для раскосов 13,8% и 29,3%.

Следует отметить существенное влияние температуры на деформации покрытия. Расчеты показали, что изменение температуры на 15°C приводит к перемещениям узлов верхнего пояса структурной плиты до 8 мм в ту, либо другую сторону, что составляет 12% от измеренного значения перемещений. Для затяжки температурный нагрев вызывает выгиб затяжки на 7,6 мм и верхнего пояса арки на 10,3 мм. Кроме того, покрытие в процессе испытаний подвергалось неравномерному нагреву из-за своей конструктивной формы и ориентации в пространстве.

После снятия испытательной нагрузки конструкция покрытия вернулась в исходное положение. Имеющие место отклонения в перемещениях находятся в пределах деформаций, вызванных температурными колебаниями.

Выводы. 1. Разработана методика статического расчета большепролетного комбинированного покрытия с включением в работу прогонов и профилированного настила, и с учетом действительной работы узловых соединений структурной плиты. Достоверность методики подтверждена сравнением теоретических данных с результатами натурных исследований. 2. В результате исследования напряженно-деформированного состояния комбинированного покрытия, установлено количественное и качественное соответствие усилий, полученных в результате статического расчета, и полученных экспериментальным путем в результате натурных испытаний путем нагружения конструкции покрытия полной испытательной нагрузкой.

Список цитированных источников

1 Драган, В.И. Конструкции арок комбинированного покрытия универсального спортивного комплекса в г. Бресте / В.И. Драган, А.Б. Шурин // Вестн. Брест. гос. тех. ун-та. Строительство и архитектура. – 2006. – № 1(37). – С. 87–91.

2 Драган, В.И. Экспериментальное исследование несущей способности большепролетного металлического покрытия здания универсального спортивного комплекса в г. Бресте / В.И. Драган, А.Б. Шурин // Строительная наука и техника. – Мн., 2005. – № 2. – С. 9–14.

3 Драган, В.И. Влияние податливости узловых соединений комбинированного структурного покрытия комплекса «Виктория» на ее напряженно-деформированное состояние // Вестн. Брест. гос. тех. ун-та. Строительство и архитектура. – 2008. – № 1: – С. 87–91.

4 Трофимов, В.И. Учет влияния податливости болтового соединения на работу структурной конструкции / В.И. Трофимов, Э.В. Третьякова, И.И. Зуева // Строительная механика и расчет сооружений. – 1976. – № 7. – С. 24–26.

УДК 624.01

МЕТОДИКА ОПТИМАЛЬНОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ КАРКАСОВ С ПЛОСКИМИ ПЕРЕКРЫТИЯМИ

Матчан В.А., Давыдюк А.И.

Введение. Любая инженерная задача имеет множество решений. Оптимальное проектирование позволяет за счет выбора наиболее рационального из них сокращать затраты на создание конструкций без снижения качества и надежности. В современных экономических условиях представляется целесообразным применять оптимальное проектирование для усовершенствования конструкций жилых многоэтажных зданий.

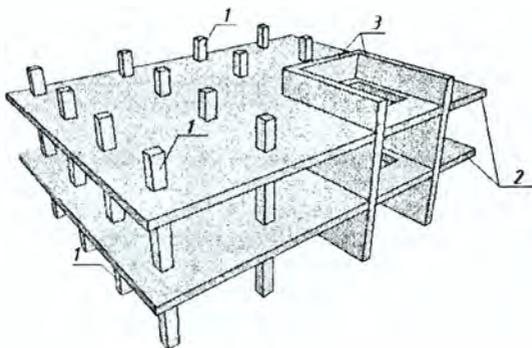


Рисунок 1 – Фрагмент каркаса
1 – колонны, 2-перекрытия, 3- диафрагмы жесткости

Эта статья посвящена оптимизации монолитного железобетонного каркаса (рис. 1) с колоннами прямоугольного сечения и плоскими перекрытиями, работающего по рамно-связевой схеме. Как показывают ранее проведенные исследования [1], такой каркас является наиболее перспективным для строительства жилых зданий. В сравнение с другими типами каркасных систем он обладает рядом значительных преимуществ: повышенной жесткостью и надежностью, возможностью реализации любых архитектурных и планировочных решений, лучшими экономическими показателями.

Расчет монолитного каркаса, как единой конструкции, – сложная задача, которую в большинстве случаев невозможно решить без использования метода конечных элементов, реализованного в виде программных приложений. Такой подход приемлем для подбора армирования элементов с заданными геометрическими и прочностными характеристиками. Однако оптимизация, основанная на расчете по указанному методу, занимает большое количества машинного времени, а ее применение сильно ограничено требованиями к характеристикам ЭВМ. Поэтому ограничимся рассмотрением отдельной ячейки каркаса, состоящей из четырех колонн и фрагмента перекрытия, расчет которой можно произвести инженерными методами.

Задача оптимизации конструкций – задача выбора такого значения переменных параметров, при которых достигается минимум целевой функции, и выполняются необходимые ограничения [2]. В терминах математического программирования она формулируется следующим образом:

Найти минимум функции

$$Y(x_1, \dots, x_N)$$

при выполнении ограничений

$$f_i(x_1, \dots, x_N) \leq 0; \quad i=1, \dots, N$$

где f_i – функции ограничений;

N – общее число ограничений.

Структура целевой функции зависит от критерия оптимальности, в качестве которого можно использовать: приведенные затраты, сметную стоимость, расход материалов, трудоемкость, продолжительность производства работ, капиталовложения, эксплуатационные расходы. Как правило, железобетонные конструкции рекомендуется оптимизировать по приведенным затратам. Но в данном случае эксплуатационные затраты, входящие в состав приведенных затрат, не оказывают влияния на итог оптимизации. Вследствие этого целесообразно принять за критерий оптимизации сметную стоимость колонн и перекрытий, приведенную на 1 м^2 площади здания.

Ограничения целевой функции – это равенства и неравенства, характеризующие требования, предъявляемые к конструкции [2]. Для рассматриваемой задачи, принимая во внимание [3–5], назначаем следующие группы ограничений:

1. Требования, предъявляемые к размерам элементов;
2. Требования, предъявляемые к материалам;
3. Условия для определения внешних усилий;
4. Ограничения 1-ой группы предельных состояний (включая условия, исключающие прогрессирующее обрушение);
5. Конструктивные требования;
6. Ограничения 2-ой группы предельных состояний.

Параметры оптимизации – величины, значение которых меняется в процессе решения задачи [2]. Согласно п. 1.5 [2], оптимизацию железобетонных конструкций рекомендуется выполнять на основе принципа разделения переменных. Основные положения этого принципа состоят в следующем. Все переменные параметры делятся на две группы; параметры одной группы задаются независимо от других и называются внешними, а параметры другой группы определяются в зависимости от внешних и называются внутренними.

Общая задача оптимизации делится на две подзадачи – внутреннюю и внешнюю. Решение внутренней задачи оптимизации строится с использовани-

ем ранее разработанных расчетов железобетонных конструкции. Решение внешней задачи оптимизации строится с помощью теории планирования эксперимента, безусловной минимизации, методов случайного поиска и т.д.

В рассматриваемой задаче внешними параметрами являются: размеры сечения колонны, толщина перекрытия, шаг колонн, прочность бетона, распределенное армирование в плите, коэффициент соотношения моментов в плите над опорой и в центре пролета. К внутренним параметрам относятся: внешние усилия в элементах, площади арматуры в сечениях, проценты армирования элементов, величины раскрытия трещин; прогиб плиты перекрытия.

Внутренняя задача оптимизации – задача определения оптимального значения внутренних параметров, при которых выполняются внутренние ограничения, и достигается минимального значения целевая функция, внешние параметры при этом фиксируются [3]. Алгоритм решения внутренней задачи представлен на рис. 2.



Рисунок 2 – Алгоритм решения внешней задачи

Определение изгибающих моментов в плите следует осуществлять с учетом пластической работы конструкции [4], т.е. методом предельного равновесия или методом конечных элементов. В данном случае будем использовать метод предельных усилий, так как он требует значительно меньше машинного времени при расчете.

Усилия в колонне можно определять на основании метода конечных элементов, моделируя колонны в виде стержневых элементов, а перекрытия – в виде пластин. Такой подход позволяет учесть наибольшее количество факторов, но требует больших затрат машинного времени. Более простой подход к решению задачи предоставляет метод замещающих рам, но в данном случае он не приемлем, так как в связи с отсутствием ригелей и не регулярной сеткой размещения колонн, невозможно разделить здания на рамы.

В результате расчета колонн рамно-связевых зданий, можно прийти к выводу, что влияние изгибающего момента на их армирование незначительно. Данный факт делает возможным применение метода, который обычно используется только на стадии предварительного определения усилий. А именно – сначала определяют момент, вызванный горизонтальными усилиями, во всем здании в целом, рассматривая его, как защемленный стержень; затем распределяют указанный момент на все вертикальные элементы пропорционально их жесткости. Вертикальные усилия можно легко определить при помощи метода грузовых площадей.

Согласно СНБ 5.03.01-02 [3] подбор продольной арматуры в элементах, имеющих прямоугольное сечение, можно осуществлять по упрощенному деформационному методу или методу предельных усилий. При этом зависимость деформаций бетона от напряжений и характер распределения напряжений в сечении элемента ближе к реально существующим, при использовании упрощенного деформационного метода. Примем его для дальнейших вычислений.

Одной из наиболее важных задач при расчете и проектировании каркасов с плоскими перекрытиями является определение сопротивления плиты продавливанию. Для ее решения воспользуемся полуэмпирическим подходом, изложенным в СНБ 5.03.01-02 [3].

Жилые многоэтажные здания следует рассчитывать на прогрессирующее обрушение при возникновении локальных повреждений. При этом перемещения и раскрытие в них трещин не ограничиваются, а проверка прочности производится только для наиболее опасных ситуаций (сценариев). В данном случае, такими ситуациями являются:

- обрушение участка перекрытия на ниже лежащие;
- удаление колонны одного (любого) этажа.

Определение внутренних и внешних усилий при расчете на прогрессирующее обрушение будем выполнять теми же методами, что и при расчете на обычные воздействия, но с введением новых коэффициентов безопасности, учитывающих вероятность возникновения аварийных ситуаций [4].

При расчете по II группе предельных состояний значение расчетных эффектов (раскрытия трещин, прогибов), вызванных внешними воздействиями, не должны превышать допустимых значений установленных с учетом возможности нормальной эксплуатации конструкций. Расчетные воздействия будем определять в соответствии с СНБ 5.03.01-02 [3]. Расчетные усилия, при проверке ограничений II группы предельных состояний найдем, используя линейно-упругую расчетную модель с ограниченным перераспределением усилий.

Внешняя задача оптимизации – определение такого значения внешних параметров, при котором из всех возможных решений внутренней задачи оптимизации выбираются решения с минимальным значением целевой функции [2].



Рисунок 3 – Методы оптимизации

Существует множество методов решения внешней задачи оптимизации (рис. 3). При проектировании строительных конструкций обычно используются методы нулевого порядка, не требующие вычисления производных целевой функции.

При разработке алгоритма оптимизации следует учитывать, что методы безусловной минимизации и планирования экспериментов позволяют значительно сокращать число сравниваемых вариантов, но их возможности ограничиваются нахождением локальных минимумов целевой функции. Для поиска глобальных минимумов требуется применение метода перебора вариантов или методов случайного поиска. В данном случае будем использовать метод перебора вариантов, так как он обладает самым простым алгоритмом и дает наиболее точный результат.

Выводы:

- В качестве критерия оптимизации каркаса с плоскими перекрытиями целесообразно принять сметную стоимость колонн и перекрытий, приведенную на 1 м² площади здания.
- Для обеспечения выполнения ограничений (решения внутренней задачи) следует использовать метод предельного равновесия, метод грузовых площадей, упрощенный деформационный метод и другие изложенные методы, не требующие больших объемов вычислений.
- Для поиска наиболее рационального варианта из множества возможных (решение внешней задачи) можно применить метод перебора вариантов.

Список цитированных источников

1. Матчан В.А., Давыдюк А.И. Преимущества и недостатки различных конструктивных решений в жилищном домостроении.// Вестник БрГТУ. Строительство и архитектура. – 2007 – № 43. – С. 5–11 с.
2. Рекомендации по оптимальному проектированию железобетонных конструкций. – М., НИИЖБ Госстроя СССР. 1981. – 170 с.; М., Стройиздат, 1987. – 40 с.
3. СНБ 5.03.01-02. "Конструкции бетонные и железобетонные". – Мн.: Стройиздат, 2002. – 247 с.
4. И.Н Тихонов. Армирование элементов монолитных железобетонных зданий. Пособие по проектированию – М., ФГУП «НИЦ «Строительство» НИИЖБ им А.А. Гвоздева ЗАО «КТБ НИИЖБ», 2007. – 170 с.
5. Железобетонные конструкции. Основы теории, расчетов и конструирования// Учебное пособие для студентов строительных специальностей, под ред. проф. Т.М. Пецольда и проф. В.В. Тура – Брест, БГТУ, 2003. – 380 с.: илл.

УДК 624.012

К ВОПРОСУ ОБ УЧЁТЕ УПРУГОПЛАСТИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ПРИ РАСЧЁТЕ НАПРЯЖЕНИЙ В БЕТОННЫХ МОНОЛИТНЫХ ПЛИТАХ ПОКРЫТИЙ, НАХОДЯЩИХСЯ ВО ВЗАИМОДЕЙСТВИИ С ОСНОВАНИЕМ

Желткович А.Е.

Введение. В настоящее время нормативным документом, регламентирующим проектирование полов производственных, жилых, общественных, административных и бытовых зданий, является СНиП 2.03.13-88 [1]. При проектировании нормы устанавливают только два основных параметра бетонных слоёв полов – толщину плиты и класс бетона по прочности на сжатие. Методика расчёта напряжений в таких конструкциях, учитывающая процессы температурных воздействий, усадки, расширения, протекающих в бетоне в период твердения (напряжения, вызванные вынужденными деформациями), при взаимодействии проектируемого слоя с основанием в нормах отсутствует.

Исследование напряжённо-деформированного состояния бетона при развитии усадки продолжается уже не одно десятилетие. Этому вопросу посвящен целый ряд работ [2 – 9], причём в работах [4, 5] рассмотрены плиты покрытий различного назначения. В ряде случаев расчётные модели, применяемые для вычисления напряжений от усадки (расширения), в конструкциях строятся на основе применения аналогии температурного воздействия, так как механизм деформаций, возникающих в конструкциях от этих воздействий и от температуры, во многом схож.

1. Теоретические основы расчёта собственных напряжений в плитах.

1.1. Постановка задачи.

В существующем методе расчёта напряжений (самонапряжения) [10], напряжённость в бетоне предполагается оценивать по визуальному эффекту, по деформациям ограничивающих связей, (арматуры, сборной части конструкции), жесткости которых на принятый момент считаются известными. Он основан на подсчёте упругой деформации ограничивающей связи (арматуры), когда известен модуль упругости и деформация этой связи, а также количество располагаемой в бетоне ограничивающей связи и её положение, (распределение) в бетоне конструкции.

Если в качестве ограничения выступает не только арматура, но и ограничивающий сборный элемент в сборно-монолитной конструкции, величину напряжения предложено оценивать, используя гипотезу «условного армирования» [10].

Широкие исследования по изучению влияния усадочных и температурных воздействий на бетонную плиту, находящуюся во взаимодействии с основанием, представлены в работе [4]. В работе получены решения, использующие уравнения упругого деформирования конструкции. Напряжения в плите рассчитывались из условия, что тело конструкции считалось сформировавшимся. Таким образом, применялся традиционный метод решения подобных задач.

В работе [5] приведена математическая модель поведения плиты, претерпевающей усадочные деформации в условиях ограничения усадки со стороны основания.

В общем случае решение относительно напряжения σ_c может быть представлено в виде

$$\sigma_c = -E_{c,t} \cdot \varepsilon_{ch,t} \cdot \left[1 - \frac{\cosh \beta \left(\frac{L}{2} - x \right)}{\sinh \beta \frac{L}{2}} \right] + \sigma_{c,0} \cdot \frac{\cosh \beta \left(\frac{L}{2} - x \right)}{\sinh \beta \frac{L}{2}}. \quad (1.1)$$

Это решение в свою очередь получено из предпосылки, что остаточная (недоосуществившаяся часть деформации), деформация бетона является упругой

$$\sigma_c = E_c \cdot \left(\frac{du}{dx} - \varepsilon_{ch,t} \right). \quad (1.2)$$

В формуле (1.1) и формуле (1.2):

$\frac{du}{dx} = \varepsilon_{свободная}$ – свободная деформация бетона плиты;

$\varepsilon_{ch,t} = \varepsilon_{свободная}$ – свободная усадочная деформация бетона;

$\sigma_{c,0}$ – внутреннее осевое напряжение, являющееся результатом действия дополнительной внешней нагрузки;

β – коэффициент, зависящий от характеристик контакта бетона плиты с основанием, модуля упругости бетона, геометрии плиты.

Известно, что бетон является упругопластическим материалом, особенно это свойство может проявляться, когда бетон только изготовлен, находится в стадии твердения, формируется, а ограничивающая связь, сдерживающая деформации, весьма значительна. Если деформации бетона развиваются быстро, при достаточно большой жёсткости связи, такой расчёт будет давать погрешность из-за неучтённой релаксации напряжений являющейся следствием проявления пластических деформаций. Отметим, что это свойство может проявляться как в расширяющемся бетоне, так и в бетоне, претерпевающем усадку. Характерно, что при усадке процесс релаксации будет продолжаться, даже когда бетон уже достаточно сформирован, после 28 суток, когда активность усадочных процессов постепенно затухает.

Расчётные методы напряжений с использованием т.н. гипотезы «условного армирования» [10], а также описанные в работе [5], не лишены недостатков. Метод [10] основан на эмпирических зависимостях, связывающих напряжения и деформации бетона, напряжения и деформации арматуры (связи), учитывается принцип неразрывности деформаций, т.е. расчёт производится при условии совместности деформации бетона конструкции и ограничивающей связи. Метод [5] не учитывает явления ползучести бетона при усадке в связных (ограниченных) условиях.

1.2. Основные уравнения

Задачу расчёта напряжений монолитной бетонной бесшовной плиты предлагается произвести в два этапа. Расчёт связных вынужденных деформаций – на основе известного дифференциального уравнения представленного в [5] (стадия деформаций). Расчёт напряжений – в соответствии с принципом, изложенным в [2] с возможностью учёта упругопластические свойства бетона (стадия напряжений).

Принцип расчёта напряжений, принятый в [2], основан на том предположении, что возможен расчёт напряжений в теле бетона, основываясь исключительно на знании величины деформации, которая не реализовалась вследствие ограничения со стороны наложенной связи. Эту часть деформации можно представить как сумму упругой и пластической деформаций.

Для случая, когда известна связная деформация и степень ограничения, при равномерном распределении ограничения по длине конструкции (в качестве которого выступает арматура, усилия в бетоне и арматуре считаются уравновешенными), с учётом: $\varepsilon_1 = \varepsilon_3 - \varepsilon_2$, (см. рис. 1), выражение для усилий примет вид

$$A_s \cdot E_s \cdot (\varepsilon_3 - \varepsilon_2) = A_b \cdot E_b \cdot \varepsilon_2; \quad (1.3)$$

отсюда

$$\varepsilon_2 = \frac{\varepsilon_3 \cdot A_s \cdot E_s}{A_s \cdot E_s + A_b \cdot E_b}. \quad (1.4)$$

Напряжения могут быть определены

$$\sigma_b = E_b \cdot \varepsilon_2. \quad (1.5)$$

Как видно из рис. 1, напряжения в бетоне можно рассчитать исходя из величины деформации, которую бетон армированного образца не реализует вследствие ограничения со стороны арматуры – ε_2 , (в дальнейшем назовём её – неореализовавшаяся часть деформации), тогда перепишем её как

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_{\text{реализован}} - \varepsilon_{\text{неореализован}}. \quad (1.6)$$

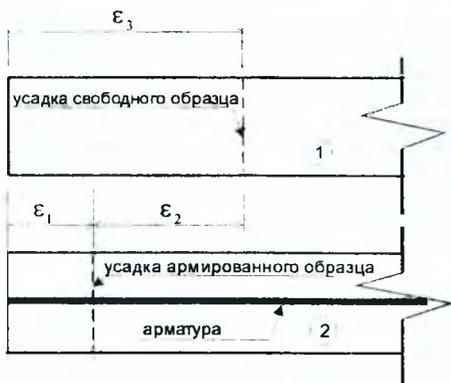


Рисунок 1 – К расчёту напряжений в бетоне при ограничивающем действии арматуры

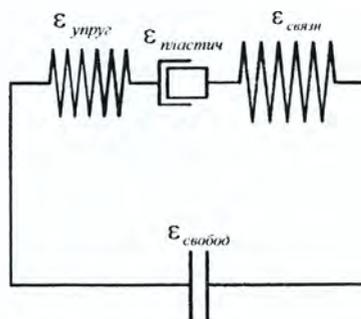


Рисунок 2 – Механическая модель развития деформаций в бетоне

где

$\epsilon_1 = \epsilon_{\text{свобод}} - \text{деформация в бетонном образце при наличии арматуры};$

$\epsilon_2 = \epsilon_3 - \text{разница деформации в образцах 2 и 3, та деформация, которую бетон армированного образца не реализует вследствие ограничения (недореализовавшаяся)};$

$\epsilon_3 = \epsilon_{\text{свобод}} - \text{деформация в свободном образце, без арматуры.}$

Механизм учёта упругопластических деформаций можно представить в виде простой механической модели, см. рис. 2

Присутствие пластических деформаций в бетоне можно описать поршневой аналогией, (рис. 2). Представим деформацию ϵ_2 , как состоящую из упругой и пластической составляющей [2]

$$\epsilon_2 = \epsilon_{\text{упруг}} + \epsilon_{\text{пластич}} \quad (1.7)$$

Напряжения в бетоне будут определяться только упругой составляющей деформации. Для того, чтоб найти эту упругую составляющую, представим, что

$$\frac{\epsilon_{\text{пластич}}}{\epsilon_{\text{упруг}}} = \phi \quad (1.8)$$

тогда

$$\epsilon_{\text{пластич}} = \phi \cdot \epsilon_{\text{упруг}}; \quad (1.9)$$

формулу (1.7) можно записать, как: $\epsilon_2 = \epsilon_{\text{упруг}} \cdot (1 + \phi)$ (1.10)

тогда с учётом (1.10), уравнение (1.7) перепишем в виде

$$\epsilon_{\text{упруг}} \cdot (1 + \phi) = \epsilon_{\text{свобод}} - \epsilon_{\text{святи}}; \quad (1.11)$$

отсюда

$$\epsilon_{\text{упруг}} = \frac{\epsilon_{\text{свобод}} - \epsilon_{\text{святи}}}{1 + \phi} \quad (1.12)$$

так как

$$\sigma_b = \epsilon_{\text{упруг}} \cdot E_b, \quad (1.13)$$

напряжения в бетоне тогда запишутся, как

$$\sigma_b(t) = (\varepsilon_{\text{свободное}} - \varepsilon_{\text{сжатие}}) \frac{E_s(t)}{1 + \phi(t)}, \quad (1.14)$$

где $\phi(t)$ – коэффициент упругопластических деформаций.

Напряжённо-деформированное состояние в плите предложено определять в соответствии с алгоритмом, представленным на рис. 3. Алгоритм условно разделён на блоки. Первый блок – расчёт деформаций плиты, второй – расчёт напряжений.

Первый блок

1. Для расчёта плиты задаются геометрическими параметрами исследуемой плиты. По предварительно установленным (заданным) зависимостям изменения физико-механических свойств бетона: деформации свободного расширения или усадки; связанные деформации расширения (усадки); напряжения, полученные при усадке (на кольцах), или самонапряжение, полученное на призмах, при расширении; модуля упругости бетона и стали; кубиковой прочности бетона при сжатии, прочности бетона при растяжении; плотности бетона, строятся аппроксимационные кривые этих характеристик.

2. Рассчитываются деформации недореализовавшиеся вследствие ограничения – $\varepsilon_{\Delta}(t)$, затем упругие составляющие деформации $\varepsilon_{\text{упр}}(t)$, пластические составляющие $\varepsilon_{\text{пласт}}(t)$. Строятся графики изменения коэффициентов упругопластических деформаций от времени $\phi(t)$.

3. Корректируется величина упругопластических деформаций $\phi(t) \rightarrow \phi(\varepsilon_{\Delta}(t))$, (выводится зависимость коэффициента упругопластических деформаций в зависимости от величины недореализовавшейся деформации, $\varepsilon_{\Delta}(t)$).

4. Рассчитываются напряжения $\tau_{\text{трения}}$, возникающие вследствие действия собственного веса конструкции плиты (напряжение, возникающее в сечении от собственного веса плиты и трения, приводится к эквивалентному сдвиговому напряжению, действующему в контакте).

5. Устанавливается момент времени T , на который необходимо произвести расчёт напряжений и деформаций в плите.

6. Устанавливаются сдвиговые характеристики бетона с основанием $\tau_1(f_{cm}), \tau_2(f_{cm}), \delta_1(f_{cm}), \delta_2(f_{cm})$, полученные в зависимости от прочности бетона образца. Рассчитывается величина суммарного сдвигового сопротивления $\tau_{\text{сдв}}(T)$ (напряжение, полученное при сдвиге, суммируется с эквивалентным значением $\tau_{\text{трения}}$).

7. Строится график, показывающий время, при котором край плиты достигнет величины деформации, соответствующей наибольшему касательному напряжению $\tau_{\text{max}}(T)$.

8. Производится расчёт деформаций плиты $u(x)$. Если используется трёхлинейная диаграмма сдвига, то производится разбиение на характерные участки

$u < u_1$, $u_1 < u \leq u_2$, $u > u_2$, и для каждого участка записывается изменение $\tau(u)$, с параметрами b , и k , представляющими коэффициенты графиков функций на указанных участках. Перед расчётом задаются (в первом приближении) значениями постоянных интегрирования $C_1^1, C_2^1, C_2^2, C_2^3, C_1^3, C_2^2$ и координатами x_1 и x_2 , соответствующими месту локализации уровней напряжений. Производится расчёт $u_i(x)$.

Второй блок:

9. Для расчёта напряжений требуется произвести расчёт деформаций плиты $u_i(x)$ из условия её свободного деформирования. Для этого предварительно производится расчёт плиты, из предположения её свободного деформирования (условно плита разбивается на $n \leq 10-100$ участков). Затем производится расчёт относительных деформаций плиты при условии реального взаимодействия с основанием, ($\epsilon_{плиты 1}$ – при использовании двухлинейной диаграммы сдвига, $\epsilon_{плиты 2}$ – при трёхлинейной).

10. Производится расчёт недореализовавшейся деформации в плите при взаимодействии с основанием, для случаев, когда принимается диаграмма сдвига двухлинейная или трёхлинейная: ($\epsilon_{\Delta 1}(x)$ – двухлинейная, $\epsilon_{\Delta 2}(x)$ – трёхлинейная). Рассчитывается коэффициент упругопластических деформаций $\phi(\Delta, x)$ в каждой точке плиты.

11. Производится расчёт напряжений.

По результатам исследований на 28 сутки:

- связанных деформаций усадки полос-плит, изготовленных в лаборатории испытательного центра БрГТУ, см. рис. 4;

- сдвига бетонного штампа по бетонному основанию и основанию со скользящим слоем (полиэтиленовая плёнка) и установленным зависимостям « $\tau - u$ » ($\tau_{max}(T) = 1,03$ МПа, $\tau_2(f_{cm}) = 0,24$ МПа, $u_1(f_{cm}) = 0,000039$ м, $u_2(f_{cm}) = 0,000169$ м);

- значениям свободной усадки ϵ_{sh} , полученным на образцах-призмах, размерами $7 \times 7 \times 20$ см, выполненных из того же бетона и хранившихся в тех же условиях, что и полосы-плиты ($\epsilon_{sh} = 0,000340$);

- значениям связанной усадки и напряжений, полученных на устройствах для получения усадочных напряжений и характеристик ползучести бетона – большим и малом деформационных кольцах ($\epsilon_{б.б.кольца} = 0,000027$, $\epsilon_{б.м.кольца} = 0,000119$, $\sigma_{б.б.кольца} = 5,86$ МПа, $\sigma_{б.м.кольца} = 5,8$ МПа). При исследовании усадки оперировали двумя точками, соответствующими – 25% и 108% ограничения усадки (большое деформационное кольцо, см. рис. 5,6). Контролировалось изменение упругопластических деформаций при разных степенях ограничения усадки, графики изменения упругопластических деформаций представлены на рис. 7, 8;

- значениям модуля упругости, полученных на бетонных призмах размерами $10 \times 10 \times 40$ см ($E_c = 33550$ МПа);

Алгоритм работы программы:

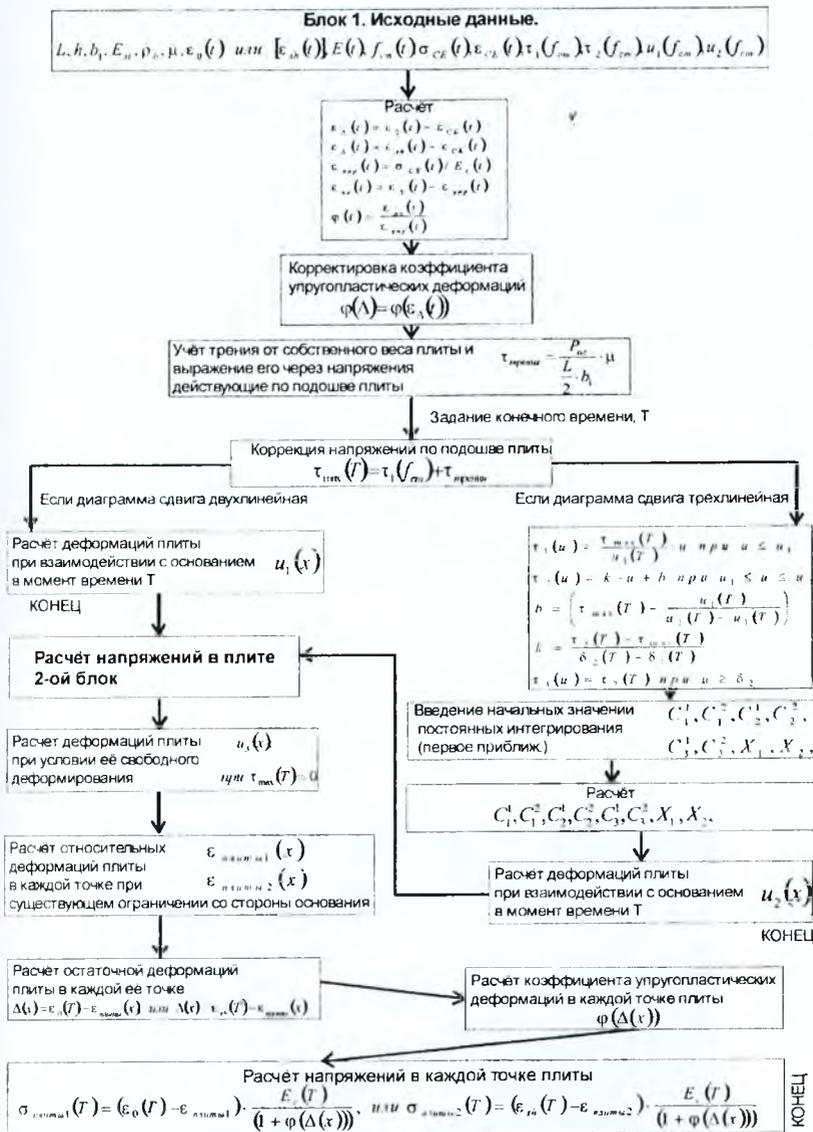


Рисунок 3 – Алгоритм расчета напряженно-деформированного состояния монолитной плиты

- значениям разрушающей нагрузки при растяжении (или предельной растяжимости бетона ε_{cf}), ($f_{ctm} = 5,89$ МПа);

представлено математическое моделирование напряжений, возникающих в бетонных полосах-плитах.

Результаты математического моделирования при вышеуказанных физико-механических характеристиках бетона приведены на рисунках 9, 10.

Полоса-плита П-п-Х была выполнена непосредственно на бетонном основании, её геометрические размеры – 4000×250×60 мм. Полоса-плита П-п-ХI, имела те же размеры, но между бетонным основанием и плитой располагался скользящий слой (полиэтиленовая плёнка). Размеры полосы-плиты П-п-ХII составляли 2000×188×40 мм. Она, как и полоса-плита П-п-ХI, устраивалась на скользящем слое. По центру её поперечного сечения устанавливался арматурный стержень $\varnothing 12$ мм класса (S400). Армирование полосы-плиты составляло – 1,5%, этот образец, выполнялся на скользящем слое, как контрольный, для проверки свободных деформаций усадки.

В качестве основания использовалась железобетонная многопустотная плита размерами 6,0×1,2×0,2 м. В лабораторном эксперименте для бетона использовали портландцемент марки 500 Д0. В качестве заполнителей для бетона в образцах, использовали песок Заславльского карьера с модулем крупности $M_k = 2,2 \div 2,4$, гранитный щебень Микашевичского карьера фракции 5÷20 мм. Щебень перед использованием промывали в проточной воде. Водоцементное отношение было назначено равным, В/Ц = 0,46;

Состав бетонной смеси на 1 м.куб. в сухом состоянии представлен в табл.1.1.

Таблица 1.1. Расход материалов на 1 м.куб. бетонной смеси на ПЦ (в сухом состоянии)

№ эксперимент. п/п	Расход			
	ПЦ	Щебень	Песок	Вода
Образцы серии №4	450	1150	700	207

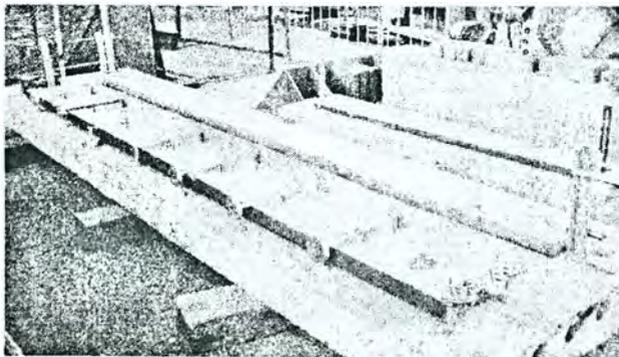


Рисунок 4 – Общий вид монолитных полос-плит П-п-Х, П-п-ХI, П-п-ХII (слева – направо)

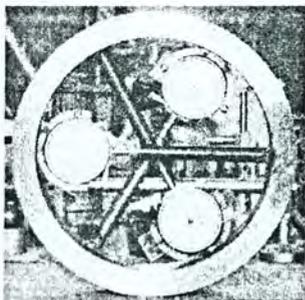


Рисунок 5 – Общий вид устройства для определения усадочных напряжений, и характеристик ползучести бетона

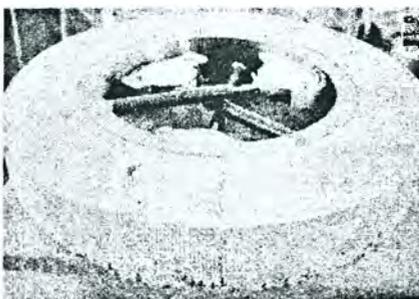


Рисунок 6 – Разрушение бетонного кольца



Рисунок 7 – Изменение коэффициента упругопластических деформаций при усадке



Рисунок 8 – Изменение коэффициента упругопластических деформаций в зависимости от изменения степени ограничения на момент времени 28 суток

Измерения деформаций полос-плит производились индикаторами часового типа с ценой деления 0,001 м, на протяжении 28 суток.

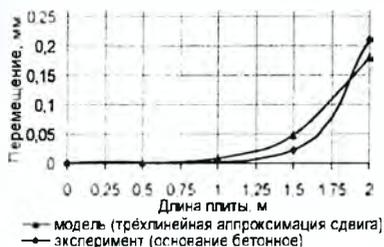


Рисунок 9 – Распределение деформаций по длине плиты (расчёт по блоку 1)



Рисунок 10 – Распределение напряжений по длине плиты (расчёт по блоку 2)

Выводы. 1. По полученным данным (см. рис. 9), сравнивая графики распределения деформаций полосы-плиты, полученные при анализе эксперимента и посчитанные по модели, можно отметить, что принятые посылки к расчету деформаций можно считать допустимыми.

2. Расчёт напряжений без учёта релаксации, вызванной ползучестью бетона, даёт погрешность 42%, превышая значения напряжений, см. рис. 10.

3. В расчётной модели были приняты за основу разрушающее напряжение при растяжении бетона, полученное в условиях связанной усадки, на большом деформационном кольце, (см. рис. 5, 6). Учитывалось явление релаксации напряжений, накапливающейся за долгое время вследствие длительной, постоянно нарастающей усадки. Такой способ наиболее адекватно отражает процесс усадки происходящей в бетоне полосы-плиты.

Список цитированных источников

1. Строительные нормы и правила 2.03.13-88. Полы. – М: ЦИТП Госстроя СССР, 1988 – 16 с.
2. Улицкий, И.И. Теория и расчёт железобетонных стержневых конструкций с учётом длительных процессов. – Киев: Будивельник, 1967 – 346 с.
3. Улицкий, И.И. Расчёт железобетонных конструкций с учётом длительных процессов / И.И. Улицкий, Чжан Чжун-яо, А.Б. Гольшев. – Киев: Госстройиздат УССР, 1960. – 495 с.
4. Pettersson, Dan. Stresses in concrete structures from ground restraint / Licentiate thesis., 1998. – Part I – 58с. Part II – 59 с.
5. Zhang, J. Victor. Li. Influence of supporting base characteristics on shrinkage-induced stresses in concrete pavements / J. Zhang, Li. Victor // Journal of Transportation Engineering, №6, 2001. – vol 127.
6. Stott, J. Test on materials for use in sliding layers under concrete road slabs / Civ. Ingg., 1961. – P. 663–655.
7. Wesevich, J. Mc-Cullough, B. Stabilized subbase friction study for concrete pavements / J. Wesevich, B. Mc-Cullough, N. Burns, H. // University of Texas at Austin, Austin, Tex. 1987. –495 P
8. Wimsatt, A. Mc-Cullough, B. Methods of analyzing and friction influencing frictional effects of study for subbase / A. Wimsatt, B. Mc-Cullough, N. Burns // University of Texas at Austin, Austin, Tex. 1987.
9. Rozycki, D. Assessment of slab-base interaction in PCC airfield pavements / Rozycki, D, Rasmussen, R. // Innovations for The Next Century, ASCE, New York, 1998. – P. 403–422.
10. Тур, В.В. Экспериментально-теоретические основы предварительного напряжения конструкции при применении напрягающего бетона. – Брест: Изд. БПИ, 1998. – 246 с.

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА И ТЕОРИЯ СООРУЖЕНИЙ

УДК 624.04

МЕТОД СТЕРЖНЕВОЙ АППРОКСИМАЦИИ: РАСЧЕТНАЯ СХЕМА, НЕЛИНЕЙНЫЙ РАСЧЕТ

Борисевич А.А.

Введение. К настоящему времени предложено много способов перехода от континуальной расчетной схемы объекта к дискретной. Способ стержневой аппроксимации изгибающего элемента характеризуется моделированием его работы связями первого вида, т.е. стержнями, в которых возникает только один вид усилия – продольная сила. Сочетание (комбинация) усилий в этих связях при удачном их расположении позволяет определить в поперечном сечении элемента внутренние силы. Соответствующей конструкцией, заменяющей изгибаемый элемент, является пространственная ферма. По усилиям в стержнях этой фермы можно судить о работе моделируемого элемента. Задача, таким образом, сводится к поиску эквивалентных в отношении распределения усилий и перемещений (энергетическая сторона вопроса) расчетных схем.

Принципиальные основы стержневой аппроксимации для пластин, воспринимающих нагрузку в их плоскости (балки-стенки), и пластин, испытывающих изгиб, изложены в [2]. Разработкам шарнирно-стержневых моделей, эквивалентных континуальным системам, посвящены исследования многих ученых [2, 3, 4 и др.]. Расчеты таких систем выполнялись, как правило, в линейной постановке.

Основные расчетные соотношения. В основе метода стержневой аппроксимации, как известно [1], лежит замена сплошного упругого тела стержневой кубической решеткой с внутренними диагоналями и диагоналями граней (рисунок 1). Напряженное состояние сплошной среды и аппроксимирующей ее стержневой системы считаются эквивалентными, если перемещения узлов стержневой системы и соответствующих им точек сплошной среды будут одинаковыми. Это условие позволяет найти матрицу упругих коэффициентов шарнирно-стержневой системы:

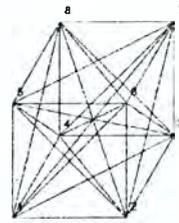


Рисунок 1

$$E_{ii} = C^T H^{-1} K C, \quad (1)$$

где C – матрица преобразования компонентов деформаций в упругой среде:

$$\bar{\epsilon}_i = C \bar{\epsilon},$$

$$\bar{\epsilon} = [\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z, \gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{zx}]^T,$$

$\bar{\epsilon}_i$ – вектор относительных деформаций стержней кубической решетки;

K – диагональная матрица с элементами $k_{ii} = EA_i$;

H – матрица площадей граней куба, приходящихся на один стержень каждого направления.

Матрица C имеет следующий вид:

X	Y	Z	XY	YZ	XZ
-----	-----	-----	------	------	------

$C =$

1					
	1				
		1			
1/3	1/3	1/3	1/3	1/3	1/3
1/3	1/3	1/3	-1/3	1/3	-1/3
1/3	1/3	1/3	-1/3	-1/3	1/3
1/3	1/3	1/3	1/3	-1/3	-1/3
1/2		1/2			1/2
1/2		1/2			-1/2
	1/2	1/2		1/2	
	1/2	1/2		-1/2	
1/2	1/2		1/2		
1/2	1/2		-1/2		

Направления стержней кубика

1-2
1-4
1-5
1-7
2-8
4-6
3-5
1-6
2-5
1-8
4-5
1-3
2-4

В первых трех столбцах матрицы записаны квадраты косинусов углов между направлениями стержней и направлениями координатных осей. В последующих столбцах записаны произведения косинусов углов между направлениями стержней и направлениями осей X и Y , Y и Z , X и Z . В представленной записи для C отражено наличие в кубической решетке и диагоналей (стержней), расположенных в плоскостях граней.

Матрица E_{ST} имеет вид:

$E_{ST} = E_c \cdot A$

$d + 2\gamma$	$k + \gamma$	$k + \gamma$			
$k + \gamma$	$d + 2\gamma$	$k + \gamma$			
$k + \gamma$	$k + \gamma$	$d + 2\gamma$			
			$k + \gamma$		
				$k + \gamma$	
					$k + \gamma$

Здесь E_c – модуль упругости первого рода материала стержней;

A – площадь сечения каждого из стержней, параллельного координатной оси;

$d = \frac{1}{a^2} + \frac{4\alpha}{3\sqrt{3}a^2}$, $\alpha = A_d / A$; A_d – площадь сечения каждого из диагональных стержней; a^2 – площадь грани куба, приходящаяся на один стержень каждого направления. $k = \frac{4\alpha}{3\sqrt{3}a^2}$; $\gamma = \frac{\alpha}{\sqrt{2}a^2}$.

Для сплошной упругой среды

$$\sigma = E \varepsilon,$$

где E – матрица упругих коэффициентов:

$E =$

$\lambda + 2G$	λ	λ			
λ	$\lambda + 2G$	λ			
λ	λ	$\lambda + 2G$			
			G		
				G	
					G

$$\text{Здесь } \lambda = \frac{2\nu G}{1-2\nu},$$

где ν – коэффициент Пуассона,

G – модуль упругости второго рода.

С помощью выражения (1) и матрицы упругих коэффициентов сплошной среды E можно определить жесткости стержней дискретной структуры.

Приравнивая соответствующие коэффициенты в матрицах для кубической решетки и для упругой среды, получим:

$$k + \gamma = \lambda, \quad k + \gamma = G, \quad \lambda = G \quad \text{и} \quad \lambda = \left(\frac{4}{3\sqrt{3}} + \frac{1}{\sqrt{2}} \right) \alpha a^2$$

Из равенства $\lambda + 2G = d + 2\gamma$ следует, что $\left(\frac{4}{3\sqrt{3}} + \frac{1}{\sqrt{2}} \right) \alpha = 1 + \frac{4}{3\sqrt{3}} \alpha + \sqrt{2} \alpha$ и, значит, $\alpha = 0,4451$. При этом значении α соблюдается условие изотропии.

$$\text{Коэффициент Пуассона равен } \nu = \frac{\lambda}{2(\lambda + G)} = 0,25.$$

Наличие диагональных стержней на гранях кубической решетки обеспечивает, в конечном итоге, геометрическую неизменяемость шарнирно-стержневой системы, заменяющей сплошную упругую среду.

Условие совместности деформаций и условие равновесия для стержневой ячейки позволяют получить уравнение, связывающее жесткости стержневой решетки:

$$\sqrt{2}EA_r + \frac{1}{\sqrt{3}}EA_d + EA_p = \varepsilon_x^{-1},$$

где

EA_r – жесткость диагонального стержня, лежащего в плоскости грани;

EA_d – жесткость диагонального стержня, расположенного внутри кубической решетки;

EA_p – жесткость стержня, являющегося ребром решетки.

Принимая $EA_p = \text{const}$ и учитывая истинный интервал изменения ε_x , можно установить соотношение жесткостей между диагональными стержнями. Оказывается, что EA_d значительно превышает жесткость EA_r . В случае $EA_r \rightarrow 0$ жесткости внутренних диагональных стержней будут отличаться от жесткостей тех же стержней для варианта решетки с $EA_d = EA_r$.

Принимая $EA_d = EA_r$ и $\alpha = 0,4451$ из соотношения элементов матрицы упругих коэффициентов сплошной среды и элементов матрицы упругих коэффициентов шарнирно-стержневой системы, можно найти площади сечений стержней, параллельных координатным осям. Сравнение жесткостных характеристик сплошного и решетчатого кубика приводит к следующему.

В матрице жесткости для сплошного кубика ($E = 2,1 \cdot 10^5$ МПа, $\nu = 0,25$) с длиной ребра 0,1 м первые три реакции в связях узла равны:

$$r_{11} = 466667; \quad r_{12} = 140000; \quad r_{13} = 140000$$

При вычислении элементов этой матрицы поле перемещений (функция формы) описывалось линейными функциями для u , v и w .

Для соответствующего решетчатого кубика, в случае равенства жесткостей внутренних диагональных стержней и диагональных стержней на гранях, соответствующие первые три реакции в связях узла равны:

$$466667; \quad 80989; \quad 80989.$$

Частичная неполнота (наличие нулевых элементов) матрицы жесткост стержневой решетки приводит к неточным значениям коэффициента Пуассон для одномерных элементов. Вдоль оси элемента деформации совпадают.

С целью уменьшения количества элементов системы некоторые диагональные стержни на гранях могут быть опущены или жесткости для них могут быть приняты $EA \rightarrow 0$.

Проверка системы на геометрическую неизменяемость и неподвижность проводится по известным в механике правилам. Соотношение жесткостей внутренних диагональных стержней и стержней-ребер изменяется. Коэффициент α становится равным 0,6495.

Выполнение "нелинейных" расчетов модели-оригинала с непростой геометрией сопряжено со значительными трудностями. Рассматриваемый метод, метод стержневой аппроксимации позволяет выполнить такие расчеты.

Для численных исследований в настоящей работе использовалась зависимость «напряжение-деформация» в виде:

$$\sigma = \frac{2,1 \cdot 10^5 \varepsilon}{1 + 10^6 \varepsilon^2}$$

Применение ее в расчетах позволяет с известным приближением моделировать текучесть материала: при $\sigma \rightarrow \sigma_{\text{тп}}$ наблюдается $\varepsilon \rightarrow \infty$.

Для определения усилий в стержнях по методу последовательных догрузений использовался касательный модуль упругости материала, значение которого в системе единиц СИ определялось по выражению:

$$E = - \frac{2,1 \cdot 10^{11} \cdot \varepsilon^2}{(1 + 10^6 \varepsilon^2)^{1,5}} + \frac{2,1 \cdot 10^5}{(1 + 10^6 \varepsilon^2)^{0,5}}$$

Информация о перемещениях узлов и напряжениях в стержнях после расчетов на последнем шаге нагружения является окончательной для суждения о напряженно-деформированном состоянии исследуемого объекта.

Тестовые расчеты выполнены на примере однопролетной балки (сечение $0,1 \times 0,3$ м) пролетом 6 м, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой.

Заключение. Результаты расчетов по методу стержневой аппроксимации хорошо согласуются с результатами, полученными по известным аналитическим методам или по МКЭ [1].

Моделирование сплошной среды стержневой структурой позволяет осуществлять расчеты по определению напряженно-деформированного состояния и при нелинейных механических характеристиках материала среды.

Список цитированных источников

1. Борисевич, А.А. Метод стержневой аппроксимации в задачах анализа напряженно-деформированного состояния стержневых и континуальных систем. // Строительная наука и техника – 2006 – № 3 – С. 75–80.
2. Ржаницин, А.Р. Представление сплошного упругого изотропного тела в виде шарнирно-стержневой системы // Исследования по вопросам строительной механики и теории пластичности ЦНИПС. – М., 1956.
3. Лубо, Л.Н. Стержневые модели сплошных упругих тел // Строительная механика и расчет сооружений. – М., 1967. – № 4(52).
4. Чернсева, И.М. Стержневая расчетная схема пластин и оболочек и МКЭ // Теоретические исследования по строительной механике: труды ЛИИЖТ. – Л.: Транспорт, 1968. – Вып. 284.

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ, УСТОЙЧИВОСТЬ И КОЛЕБАНИЯ ФИЗИЧЕСКИ НЕЛИНЕЙНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Сидорович Е. М.

Введение. Как известно, все конструкционные материалы в той или иной мере характеризуются нелинейной зависимостью между деформациями и соответствующими им усилиями (напряжениями), т.е. обладают физической нелинейностью (рис. 1,а). Более того, современные нормативные документы рекомендуют (в некоторых случаях требуют) при расчетах сооружений вести учет нелинейных и неупругих свойств конструкционных материалов. Если расчеты нелинейно-упругих систем (как геометрически, так и физически) разработаны достаточно полно [1, 2], то в расчетах конструкции из неупругих материалов существует еще много вопросов, требующих дополнительных исследований.

Описание нелинейных и неупругих свойств материалов. Исторически сложилось так, что с целью упрощения расчетов нелинейной зависимостью между деформациями и усилиями (напряжениями) часто пренебрегали, полагая деформации элементов строительных конструкций прямо пропорциональными действующим в них усилиям. В тех случаях, когда физической нелинейностью пренебречь было нельзя, применялись упрощенные диаграммы деформирования, удобные для описания более-менее простыми математическими зависимостями, как правило, билинейные с упрочнением (рис. 1,б), билинейные идеально упругопластические (рис. 1,в), параболические с площадкой текучести (рис. 1,г) и иные.

Дополнительно для неупругих материалов вводились гипотезы о простом нагружении и активной деформации. Это означало, что в процессе нагружения конструкции, вплоть до разрушения, усилия и деформации в ее элементах должны изменяться строго монотонно. Другими словами, реальные упругопластические материалы полагались нелинейно-упругими. Это позволяло расчет нелинейно-упругих систем (физически нелинейных), как и геометрически нелинейных, сравнительно легко выполнять на компьютерах с помощью известных шаговых методов или методов продолжения по параметру (непрерывных или дискретных) [1, 2].

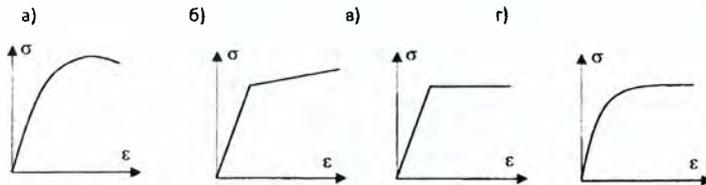


Рисунок 1

В настоящее время при современном уровне развития вычислительной техники в расчете может быть учтена любая диаграмма деформирования, описывающая физические свойства материала конструкции, заданная как аналитически, так и графически. График любой функции всегда можно задать в таблич-

ной форме, т.е. описать функцию как кусочно-линейную. Обработка кусочно-линейной функции на компьютере выполняется даже проще, чем заданной аналитически. Более того, как физически нелинейные могут быть рассмотрены конструктивные элементы с зазорами и перескоками, т.е. конструктивная нелинейность может быть учтена в расчетах как частный случай физической нелинейности [2].

Значительно более трудоемким в расчетах является учет реально существующих в конструкциях явлений разгрузки, приводящих к появлению остаточных пластических деформаций. Разгрузка того или иного упругопластического элемента (растянутого или сжатого стержня, волокна в изгибаемом стержне) характеризуется переломом на кривой деформирования (рис. 2,а) и соответственно разрывными жесткостными параметрами.

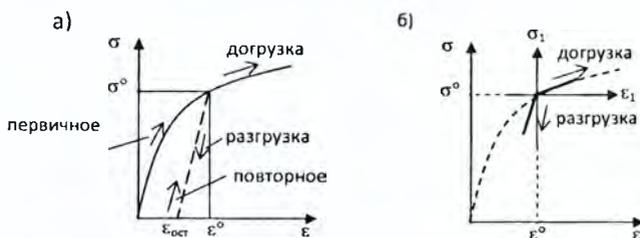


Рисунок 2

Если в процессе нелинейного деформирования деформации и напряжения в некотором элементе достигли уровня (ϵ^0 , σ^0), то при дальнейшем нагружении в соответствии с теорией шагового нагружения приращения деформаций и напряжений могут быть рассмотрены как конечные малые. В пределах малых приращений любую нелинейную зависимость между напряжениями и деформациями можно аппроксимировать билинейной зависимостью либо с помощью касательных, либо с помощью секущих, угловые коэффициенты которых (мгновенные модули деформирования, жесткости) различны при догрузке и разгрузке (рис. 2,б). Билинейная аппроксимация одинаково применима в пределах малых приращений как к неупругим материалам, так и к нелинейно-упругим.

В новой системе координат $\epsilon_1 - \sigma_1$ (рис. 2,б) в пределах малых деформаций нелинейно деформируемый элемент ведет себя как линейно упругий, если удастся предугадать направление деформирования этого элемента. В этом случае определение жесткостных характеристик элементов сводится к взятию производных по направлению от билинейных зависимостей.

Колебания в неупругих конструкциях. На основании вышеизложенного в нелинейно-упругой системе с билинейными элементами могут совершаться малые периодические собственные колебания, но с разными полупериодами и амплитудами. В неупругой билинейной системе малые колебания будут уже характеризоваться разными "четвертьпериодами" ($T^*/4$ или $T/4$) и разными амплитудами (A^* и A) в зависимости от направления движения и, следовательно, в зависимости от знака приращения деформаций и модулей деформаций (E^* и E). По истечении первого "четвертьпериода" или первого полупериода эти малые периодические колебания относительно достигнутого состоя-

ния равновесия (ему отвечают деформации и напряжения ϵ^0, σ^0) становятся линейными гармоническими со смещенным центром колебаний A^0 и собственной частотой ω , соответствующей модулю деформаций при разгрузке:

$$S(t) = A^0 + A \sin \omega t,$$

где $S(t)$ – некоторый характерный параметр.

На рис. 3,а представлена схема деформирования при свободных колебаниях в неупругом элементе при начальном возмущении, вызвавшем разгрузку. Участки ОС и СО соответствуют первому “полупериоду” (модуль деформаций E), участок ОА соответствует третьему “четвертьпериоду” (модуль деформаций E^*), участок АВ соответствует установившимся гармоническим колебаниям с модулем деформаций, равным модулю при разгрузке E .

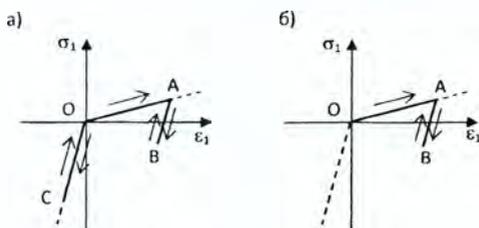


Рисунок 3

Схема колебаний при начальном возмущении, вызвавшем догрузку, показана на рис. 3,б. Участок ОА отвечает первому “четвертьпериоду” при догрузке (модуль деформаций E^*). Участок АВ отвечает установившимся гармоническим колебаниям с модулем деформаций, равным модулю при разгрузке E .

Таким образом, в неупругой системе, находящейся в равновесии в деформированном состоянии, при любом начальном возмущении возможны установившиеся малые гармонические колебания, с собственными частотами, отвечающими модулю деформаций материала при разгрузке.

Устойчивость неупругих конструкций. Переходя к вопросу устойчивости равновесия конструкций из неупругих материалов, следует упомянуть об известной дискуссии [3, 4] по теории продольного изгиба прямых стержней при напряжениях, превосходящих предел пропорциональности, начало которой связано с именами Ф. Энгессера, Ф. С. Ясинского и Т. Кармана. Объектом дискуссии служил сжатый прямолинейный стержень из упругопластического материала, диаграмма деформирования которого была принята билинейной с упрочнением (рис. 1,б). Предметом дискуссии служил ответ на вопрос, какой модуль упругости следует подставить в формулу Эйлера для вычисления критической силы. Касательный или приведенный? Общее мнение склонилось в пользу приведенного модуля. Но впоследствии Ф.Р. Шенли обосновал [3], что в случае продолжающегося нагружения допустимо применение касательного модуля упругости. “Касательная” критическая сила при этом меньше “приведенной” критической силы, асимптотически приближаясь к последней при варьировании соотношения между модулями.

При исследовании устойчивости равновесия многоэлементных неупругих систем будем исходить из предположения, что система уже находится в равновесии в некотором деформированном состоянии при конкретном уровне внешних воздействий (силовых, тепловых и иных). Все элементы системы удовлетворяют условиям прочности. Требуется исследовать устойчивость данного состояния равновесия.

На основании качественного (динамического) метода исследования устойчивости равновесия [2, 4], сооружение следует подвергнуть малым (теоретически бесконечно малым) случайным возмущениям (по всем возможным направлениям), а затем снять эти возмущения. Другими словами, в сооружении необходимо вызвать малые (теоретически бесконечно малые) свободные колебания. Если сооружение способно сопротивляться малым возмущениям и малые свободные колебания (затухающие при наличии сил сопротивления) вблизи исследуемого состояния равновесия возможны (участок АВ на рис. 3), то исследуемое состояние равновесия устойчиво. Если еще на участках ОС или ОА (рис. 3) сооружение, потеряв способность сопротивляться малым возмущениям, начинает удаляться от исследуемого состояния равновесия за счет больших перемещений, то исследуемое равновесие неустойчиво.

Критерием устойчивости равновесия в деформированном состоянии, как известно [2, 4], является положительная определенность матрицы мгновенной жесткости сооружения в исследуемом состоянии равновесия.

В устойчивом состоянии все собственные значения матрицы мгновенной жесткости положительны. Следовательно, действительны и положительны все собственные частоты исследуемой системы. Нулевые и отрицательные собственные значения (нулевые и мнимые собственные частоты) свидетельствуют о критическом или неустойчивом равновесии.

Алгебраическая проблема собственных значений для матрицы мгновенной жесткости $R(E^-, E^+)$, элементы которой зависят от направления деформаций (догрузка или разгрузка), заключается в исследовании ненулевых решений системы однородных алгебраических уравнений:

$$[R(E^-, E^+) - \lambda E]X = 0, \quad (1)$$

где λ – собственное значение, X – собственный вектор.

Умножим равенство (1) слева на X^T и определим λ , применив метод скалярных произведений:

$$\lambda = \frac{X^T [R(E^-, E^+) X]}{X^T X}. \quad (2)$$

Если наименьшее из всех возможных значений λ окажется положительным, то равновесие неупругой системы устойчиво. Если наименьшее из собственных значений окажется нулевым или отрицательным, то равновесие соответственно критическое или неустойчивое.

Таким образом, исследование устойчивости равновесия неупругой системы свелось к минимизации параметра λ как функции многих переменных (2). От стандартной алгебраической проблемы собственных значений данная задача отличается тем, что элементы матрицы мгновенной жесткости зависят от знака компонент собственного вектора, что влияет на знак деформаций элементов не-

упругой системы и, следовательно, на выбор соответствующего модуля деформаций E^* или E^- . То есть собственные значения зависят от знаков соответствующих собственных векторов.

Минимизация функции (2) автоматически дает ответ на вопрос, какой модуль следует применять. Поиск ответа носит итерационный характер с заранее неизвестным результатом. При этом следует понимать, что в некотором деформированном состоянии каждый элемент конструкции, каждое волокно каждого изгибаемого стержня будут иметь свои мгновенные модули деформаций в зависимости от направления деформаций.

Заключение. 1. Компьютерные технологии позволяют учесть нелинейно-упругие свойства материалов, характеризующиеся произвольной диаграммой деформирования.

2. В неупругой системе установившиеся малые колебания совершаются как в линейной системе с модулями деформации, соответствующими модулям разгрузки.

3. Наименьшая критическая нагрузка в неупругой системе соответствует форме деформаций, обладающих наименьшей отпорностью (жесткостью).

Список цитированных источников

1. Шалашилин, В.И. Оптимизация параметра продолжения решения уравнений нелинейного деформирования упругих систем / В.И. Шалашилин // Статика и динамика гибких систем. - М.: Наука, 1987. - С. 81-104.

2. Сидорович, Е.М. Нелинейное деформирование, статическая и динамическая устойчивость пространственных стержневых систем / Е.М. Сидорович. - Мн.: БГПА, 1999. - 200 с.

3. Пановко, Я. Г. Устойчивость и колебания упругих систем / Я.Г. Пановко, И.И. Губанова. - М.: Наука, 1979. - 384 с.

4. Безухов, Н.И. Устойчивость и динамика сооружений в примерах и задачах / Н.И. Безухов, О.В. Лузин, Н.В. Колкунов. - М.: Высшая школа, 1987. - 264 с.

УДК 624.04

РЕЗУЛЬТАТЫ ТЕОРЕТИЧЕСКИХ РАСЧЕТОВ МОСТА ЧЕРЕЗ РЕКУ ЗАПАДНАЯ ДВИНА НА ЮГО-ЗАПАДНОМ ОБХОДЕ Г. ВИТЕБСКА НА СТАДИИ МОНТАЖА ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ

Босаков С.В., Караткевич С.Г., Федоров А.Г.

Введение. Мост через реку Западная Двина на юго-западном обходе г. Витебск (дороге II категории) был запроектирован и построен под автомобильное движение с двумя полосами проезда шириной по 3,75 м, с двумя полосами безопасности шириной по 2,0 м и двумя тротуарами шириной по 1,5 м (Габарит - Г-11,5+2×1,5).

Расчетная нагрузка - А14, НК-112 согласно СНиП 2.05.03-84' «Мосты и трубы».

Мост имеет три пролета, перекрываемых неразрезным сталежелезобетонным пролетным строением с расчетной схемой 63+126+63 м. Береговые безростверковые опоры выполнены из монолитного железобетона на основании из буронабивных свай диаметром 1,2 м. Промежуточные опоры - монолитные железобетонные на фундаментах с основанием из буронабивных свай диаметром также 1,2 м.

Пролетное строение, рассматриваемое ниже, имеет строительную высоту 3,6 м и состоит из 2-х стальных главных балок коробчатого сечения, объединенных

между собой поперечными связями и железобетонной плитой проезжей части. Коробки главных балок в поперечном сечении имеют трапециевидную форму: внутренние стенки коробок - вертикальные, наружные – наклонные при горизонтальных верхних и нижних поясах. Железобетонная плита проезжей части объединена с главными балками с помощью гибких упоров, приваренных к верхним поясам коробок, и имеет высоту 0,38 м.

Расстояние между осями коробок равно 7,3 м. Каждая коробка (ветвь) по длине состоит из 19 блоков, объединенных между собой болтосварными стыками, в которых в условиях стройплощадки сваркой были соединены верхний и нижний пояса соседних коробок, а соединение стенок выполнялось на высокопрочных болтах. При изготовлении пролетных строений были использованы стали 15 ХСНД и 10ХСНД. Пролетные строения устанавливаются на подвижные и неподвижные металлические опорные части, располагаемые на подферменниках опор.

Пролетное строение собиралось в несколько этапов. Металлоконструкции (главные балки и связи) собирались на насыпи правобережного подхода к мосту. Установка их в проектное положение осуществлялась путем продольной надвигки. После установки металлоконструкций на опорные части выполнялось бетонирование железобетонной плиты проезда и устройство мостового полотна с асфальтобетонным покрытием.

1. Особенности надвигки пролетных строений. Рассматриваемые в статье вопросы касаются стадии надвигки пролетного строения, впервые выполненного в Республике Беларусь с перекрытием пролета 126 м без возведения временных опор. Надвигка осуществлялась с использованием аванбека длиной 52,5 м, представляющего собой пространственную конструкцию из двух главных металлических балок таврового сечения, соединенных системой продольных и поперечных связей. Главные балки аванбека имели переменную высоту и соединялись с вертикальными стенками коробок. У опоры № 3 было установлено приемно-поворотное устройство (ППУ), обеспечивающее прием аванбека в момент выдвинутой за опору № 2 консоли металлоконструкций длиной 117,5 м (Рис.1).

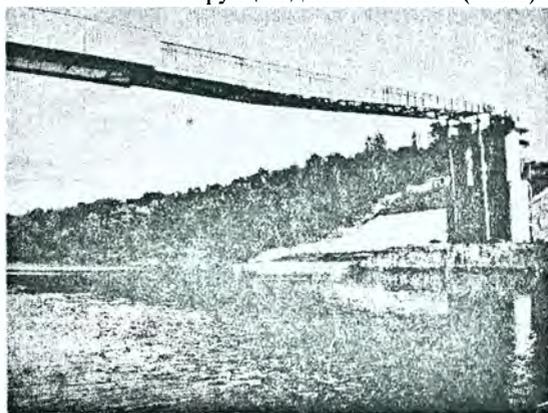


Рисунок 1 – Аванбек и приемно-поворотное устройство у опоры № 3

При надвигке пролетное строение располагалось на скользунах, перемещающихся по рельсовому пути, уложенному на насыпи подхода. На промежуточных опорах оно скользило на карточках по временным перекаточным уст-

ростам. Толкающие домкраты располагались в хвосте собранной части пролетного строения на специальной раме, удерживаемой на месте за счет анкеровки тяговыми лентами на анкерной опоре, расположенной у опоры №1 моста.

Так, при надвигке плети моста она колеблется, возникла необходимость определения амплитуд колебаний плети и анализа устойчивости этих колебаний.

При выборе расчетной модели колеблющейся плети моста на стадии надвигки принималось, что

- колебания плети являются линейными;
- опора 1 не контактирует с плетью;
- скользуны 1 и 2 с плетью контактируют;
- рассматривается наиболее опасный этап монтажа перед встречей конца аванбека с подъемно-поворотным устройством у опоры 3;
- учитываются только изгибные вертикальные деформации плети;
- частично пренебрегается геометрической нелинейностью в процессе расчета, хотя вертикальное перемещение конца аванбека в момент встречи его с ППУ приблизительно равен 4.2 м.

Принятые предпосылки позволили рассматривать колеблющуюся плеть как балку переменного сечения с тремя степенями свободы.

Численные исследования проводились для двух этапов движения плети: начало (конец) движения с ускорением (замедлением) $a = \frac{2F}{\sum M}$ в течение

промежутка времени $t_1 = \frac{v}{a}$ и равномерное движение с постоянной скоростью v ,

где F – горизонтальное усилие в одном домкрате и $\sum M$ – суммарная масса колеблющихся масс. Причем за начальные условия для второго этапа расчета принимались конечные значения прогибов и скоростей масс в конце первого этапа.

Этап 1. Начало движения (переходный процесс).

Задаемся уравнением колебаний балки относительно деформированной оси в виде полинома пятой степени (Рис. 2)

$$Z(x, t) = \frac{x}{L_{30}} \left(1 - \frac{x}{L_{30}} \right) \left(A_0(t) + \frac{x}{L_{30}} A_1(t) + \frac{x^2}{L_{30}^2} A_2(t) \right), \quad (1)$$

где $A_i(t)$ – неопределенные коэффициенты, зависящие от времени $i = 0, 1, 2$.

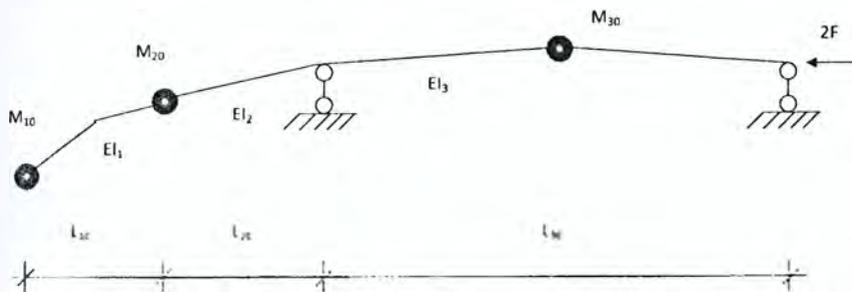


Рисунок 2 – Расчетная модель плети на этапе переходного периода

Находим потенциальную энергию изгиба плиты при задании прогибов в форме (1)

$$U = \frac{EI_1}{2} \int_{L_{10}-L_{20}}^{L_{20}} \left(\frac{d^2 Z}{dx^2} \right)^2 dx + \frac{EI_2}{2} \int_{L_{20}}^0 \left(\frac{d^2 Z}{dx^2} \right)^2 dx + \frac{EI_3}{2} \int_0^{L_{30}} \left(\frac{d^2 Z}{dx^2} \right)^2 dx \quad (2)$$

Тогда сила упругости балки, приложенная к каждой из трех колеблющихся масс определится

$$R_1 = \frac{\partial U}{\partial Z_1}; \quad R_2 = \frac{\partial U}{\partial Z_2}; \quad R_3 = \frac{\partial U}{\partial Z_3} \quad (3)$$

Система линейных дифференциальных уравнений для решения поставленной задачи запишется в следующем виде

$$\begin{cases} M_{10} \frac{d^2 Z_1}{dt^2} + R_1 = 0 \\ M_{20} \frac{d^2 Z_2}{dt^2} + R_2 = 0 \\ M_{30} \frac{d^2 Z_3}{dt^2} + R_3 = 0 \end{cases} \quad (4)$$

Начальные условия для каждой массы принимались следующими

$$t = 0 \quad Z_i = \sum_{k=1}^3 M_{k0} a \delta_{ik}, \quad \frac{dZ_i}{dt} = 0, \quad (5)$$

где δ_{ik} – вертикальное перемещение массы M_{i0} от действия горизонтальной единичной силы, приложенной к массе с номером k . Определяются обычными методами строительной механики [1].

Принятые при расчете исходные данные:

$$M_{10} = 23300 \text{ кг}, \quad M_{20} = (34950 + L_{20} \times 2165) \text{ кг}, \quad M_{30} = 5400 \times \frac{L_{30}}{2} \text{ кг}$$

$$L_{10} = 52.5 \text{ м}, \quad L_{20} = 65 \text{ м}, \quad L_{30} = 130.55 \text{ м}$$

$$EI_1 = 9.28 \times 10^7 \text{ Нм}^2, \quad EI_2 = 16 \times 10^{10} \text{ Нм}^2, \quad EI_3 = 34 \times 10^{10} \text{ Нм}^2,$$

Результаты расчетов для прогиба и скорости конца аванбека при переходном процессе приведены на рис. 3, 4. Авторы ограничились только двумя рисунками для наиболее опасного места колеблющейся плиты, так как для мест расположения остальных двух масс прогибы значительно меньше.

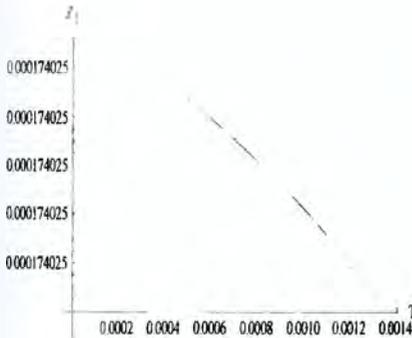


Рисунок 3 – Прогибы конца аванбека в конце переходного периода

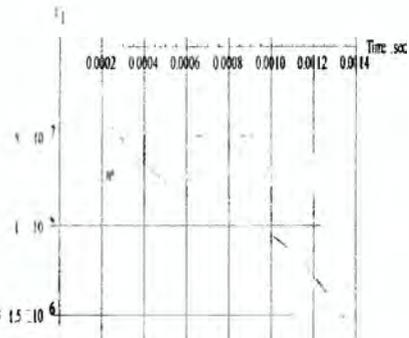


Рисунок 4 – Скорость конца аванбека в конце переходного периода

Этап 2. Равномерное движение плети со скоростью v

Рассматриваемый вид колебаний плети следует относить к параметрическим [2,3], так как в процессе колебаний меняются величины масс M_2 и M_3 и также вылет консоли L_2 и пролет L_3 , что приводит к разрешающей системе дифференциальных уравнений с переменными коэффициентами. Эти коэффициенты не следует считать периодическими, так как время действия домкратов до перепасовки тяговых лент ориентировочно на два порядка больше основной частоты собственных колебаний плети.

В этом случае последовательность расчета остается прежней, но в уравнениях для переходного процесса (4) необходимо принять

$$l_1 = L_{10}; \quad L_2 = L_{20} + vt; \quad L_3 = L_{30} - vt$$

$$Z(x, t) = \frac{x}{L_3} \left(1 - \frac{x}{L_3} \right) \left(A_0(t) + \frac{x}{L_3} A_1(t) + \frac{x^2}{L_3^2} A_2(t) \right)$$

$$U = \frac{EI_1}{2} \int_{l_1-t_2}^{l_2} \left(\frac{d^2 Z}{dx^2} \right)^2 dx + \frac{EI_2}{2} \int_{l_2}^0 \left(\frac{d^2 Z}{dx^2} \right)^2 dx + \frac{EI_3}{2} \int_0^{l_3} \left(\frac{d^2 Z}{dx^2} \right)^2 dx$$

$$M_1 = M_{10}; \quad M_2 = M_{20} + 4330 vt; \quad M_3 = M_{30} - 5400 vt; \quad v = 0.005$$

Начальными условиями для этапа равномерного движения являются, как отмечалось выше, конечные значения прогибов и скоростей в конце переходного процесса. На рис.5, 6, 7 приведены полученные с помощью пакета компьютерной математики [4] графики колебаний каждой массы при равномерном движении плети со скоростью $v = 0.005$ м/сек.

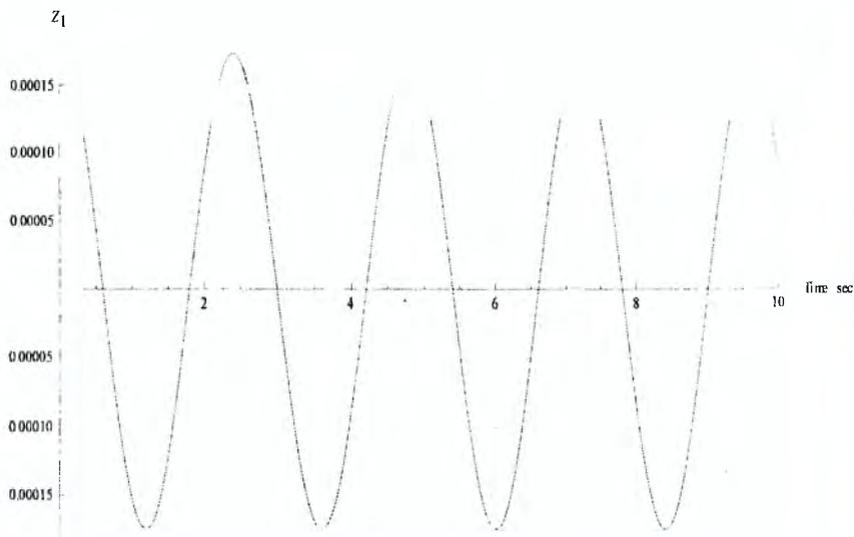


Рисунок 5 - График вертикальных колебаний массы M_1 на конце аванбека при равномерном движении плети

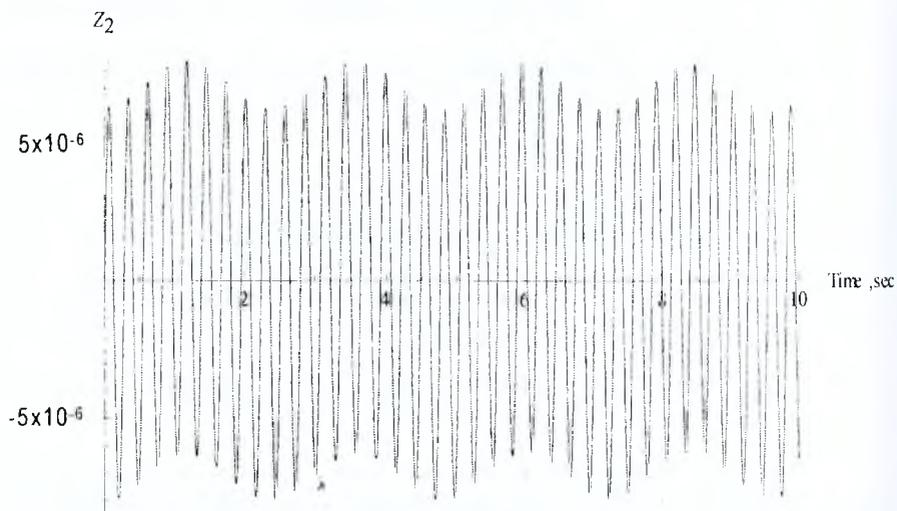


Рисунок 6 - График вертикальных колебаний массы M_2 при равномерном движении плети

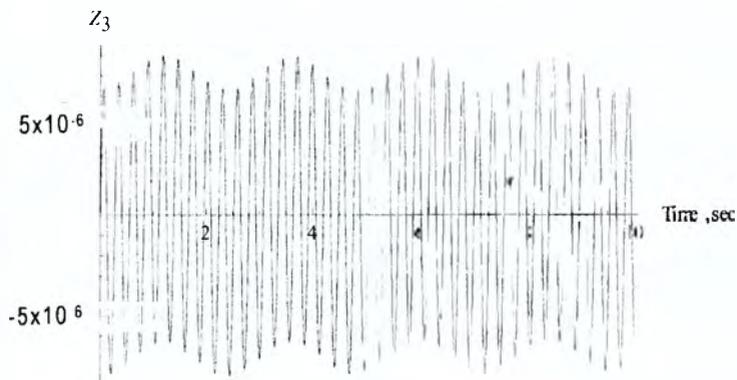


Рисунок 7 – График вертикальных колебаний массы M_3 при равномерном движении плети

Выводы. Вертикальные (изгибные) колебания конца аванбека в момент встречи с ППУ происходят с амплитудой 0.000173 м и периодом $T=2.4$ сек. Эти данные выполненных теоретических расчетов подтвердились проведенными геодезическими измерениями сотрудников БелДорНИИ во время монтажа моста. По их данным, основной причиной, влияющей на величину амплитуды изгибных вертикальных колебаний плети, является скорость ветра. Причем при равномерном движении плети и скорости ветра 2-3 м/сек конец аванбека колеблется с размахом 5-6 мм, а при скорости ветра 5 м/сек размах равен 10мм. Поэтому устойчивость колебаний плети на стадиях переходных процессов и равномерного движения со скоростью $v = 0.005$ м/сек обеспечена на всех стадиях монтажа моста.

Список цитированных источников

1. Рабинович, И.М. Курс строительной механики. – Статически неопределимые системы. – М.: Госстройиздат, 1954. – Ч. II. – 544 с.
2. Нановко, Я.Г., Губанова И.И. Устойчивость и колебания упругих систем. Современные концепции, парадоксы, ошибки. – М.: Наука, 1979. – 384 с.
3. Вибрации в технике: под редакцией В.В. Болотина. – М.: Машиностроение, 1978. – Т. 1. – 362 с.
4. Кулешов, А. А. Уравнения математической физики в системе Mathematica. – Мн.: БГУ, 2004. – 294 с.

УДК 539.3

НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ТРЕХСЛОЙНЫХ ПЛАСТИН С УЧЕТОМ НЕЛИНЕЙНЫХ СВОЙСТВ МАТЕРИАЛОВ

Яровая А. В.

Введение. Слоистые элементы конструкций в настоящее время широко применяются в строительстве. Наружные несущие слои трехслойного пакета выполнены из материалов высокой прочности и жесткости и предназначены для восприятия основной части механической нагрузки. Заполнитель служит

для образования монолитной конструкции и обеспечивает перераспределение усилий между несущими слоями. В условиях деформации изгиба трехслойные конструкции оказываются наиболее рациональными, то есть близкими к оптимальным с точки зрения обеспечения минимума весовых показателей при заданных ограничениях на прочность и жесткость. Они также обладают хорошими звукопоглощающим и теплоизоляционным свойствами.

При оценке работы конструкций под воздействием силовых нагрузок в условиях температурных и других физико-механических полей возникают специфические проблемы. Они в первую очередь связаны с определением напряжений и деформаций и формулированием условий достижения предельных состояний: нарушение прочности, появление недопустимых перемещений и т. п. В процессе деформирования материалы конструкций могут проявлять физически нелинейные свойства, учет которых приводит к необходимости разрабатывать новые итерационные методы решения нелинейных дифференциальных уравнений равновесия.

Физические уравнения для материалов пластин. При комплексных термосиловых воздействиях материалы слоев пластин могут проявлять упругие, пластические и вязкие свойства.

Для упругих пластин выполняются соотношения

$$\tau_y = 2G\varepsilon_y, \quad \sigma = 3K(\varepsilon - \alpha T), \quad (1)$$

где s_y, ε_y – девиаторы тензоров напряжений и деформаций, σ, ε – шаровые части тензоров напряжений и деформаций, G, K – модули сдвиговой и объемной деформации, зависящие от температуры; T – температура, α – коэффициент линейного теплового расширения.

Для пластин, материалы слоев которых проявляют пластические свойства, связь девиаторов и шаровых частей можно представить в виде

$$s_y = 2G\varepsilon_y f_1(\varepsilon_u, T), \quad \sigma = 3K(\varepsilon - \alpha T), \quad (2)$$

где $f_1(\varepsilon_u, T) = 1 - \omega_1(\varepsilon_u, T)$ – универсальная функция пластичности, зависящая от интенсивности деформаций ε_u и температуры, причем функцию пластичности следует положить равной единице в тех областях, где $\varepsilon_u \leq \varepsilon_1$, ε_1 – деформационный предел пластичности в момент деформирования.

Заполнители трехслойных пакетов часто выполняются из полимерных материалов, которые обладают рядом специфических физико-механических свойств, таких, например, как зависимость деформирования от величины и знака гидростатического давления σ (увеличение микродефектов при всестороннем растяжении и их «залечивание» при сжатии). Эти особенности не учитываются рассмотренными моделями (2), в которых разделяются соотношения между девиаторами и шаровыми частями тензоров напряжений и деформаций. Простейшие физические уравнения состояния, учитывающие влияние объемного напряжения и температуры T , отсчитываемой от некоторого начального значения T_0 , могут быть введены путем обобщения предыдущих соотношений:

$$\phi_1(\sigma, T)s_y = 2Gf(\varepsilon_u, T)\varepsilon_y, \quad \phi_2(\sigma, T)\sigma = 3K(\varepsilon - \alpha T), \quad (3)$$

где f, ϕ_1 и ϕ_2 – функции нелинейности, $f(\varepsilon_u, T) = 1 - \omega(\varepsilon_u, T)$.

Здесь уравнения для девиаторных величин и их вторых инвариантов (интенсивностей деформаций ε_u) теперь содержат и первые инварианты тензора напряжений σ . Это и позволяет учесть различное поведение полимеров при растяжении и сжатии. При этом предполагается, что функции нелинейности f, ϕ_1 и ϕ_2 в (3) являются универсальными, не зависящими от вида напряженного состояния.

Для расчета температурного поля в трехслойной пластине и описания зависимости модулей упругости материалов от температуры будем использовать соотношения, заимствованные из [1].

Кинематические гипотезы для трехслойных пластин. Рассмотрим поперечно нагруженную трехслойную несимметричную по толщине пластину радиуса r_0 (рисунок 1). Постановки задач и их решения будем проводить в цилиндрической системе координат r, φ, z , связанной со срединной плоскостью заполнителя. Внешняя вертикальная нагрузка не зависит от координаты φ : $q = q(r)$.

Кинематические гипотезы основаны на гипотезе «ломаной» нормали. Для изотропных несущих слоев, толщинами h_1, h_2 , приняты гипотезы Кирхгофа о несжимаемости, прямолинейности и перпендикулярности нормали к деформированной срединной поверхности. В несжимаемом по толщине заполнителе ($h_3 = 2c$) деформированная нормаль остается прямолинейной, не изменяет своей длины, но поворачивается на некоторый дополнительный угол $\psi(r)$.

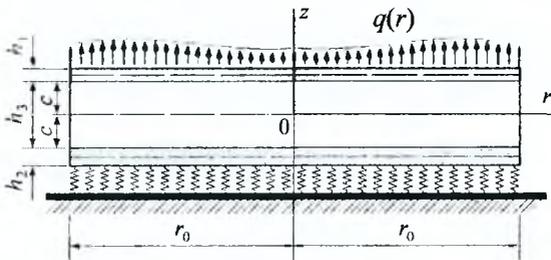


Рисунок 1

В силу симметрии нагрузки тангенциальные перемещения в слоях отсутствуют, а прогиб пластины, относительный сдвиг в заполнителе и радиальное перемещение координатной плоскости не зависят от координаты φ , т. е. $u(r), \psi(r), w(r)$. На границах контакта слоев используются условия непрерывности перемещений. Деформации – малые. На контуре пластины предполагается наличие жесткой диафрагмы, препятствующей относительному сдвигу слоев. Все перемещения и линейные размеры пластины отнесены к ее радиусу r_0 .

Заполнитель считается жестким, т. е. в нем, в отличие от модели легкого заполнителя, учитывается работа касательных напряжений σ_{rz} в тангенциальном направлении.

Уравнения равновесия и их решение. С помощью вариационного принципа Лагранжа получена система дифференциальных уравнений равновесия для круговой трехслойной пластины на упругом основании:

$$\begin{aligned} L_2(a_1 u + a_2 \psi - a_3 w, r) = 0, \quad L_2(a_2 u + a_4 \psi - a_3 w, r) - 2cG_3 \psi = 0, \\ L_2(a_3 u + a_5 \psi - a_6 w, r) = -q_0 + \kappa_0 w. \end{aligned} \quad (4)$$

где дифференциальные операторы

$$L_3(g) = \frac{1}{r} (r L_2(g))', \quad \equiv g_{,rr} + \frac{2g_{,r}}{r} - \frac{g_{,r}}{r^2} + \frac{g}{r^3}, \quad L_2(g) = \left(\frac{1}{r} (r g) \right)', \quad \equiv g_{,r} + \frac{g}{r} - \frac{g}{r^2}$$

Получить точное решение системы (4) не удалось, поэтому предлагаются два итерационных метода построения приближенного решения.

Первый метод основан на приближении к искомому решению по жесткости основания. В этом случае система (4) переписывается в итерационном виде

$$\begin{aligned} L_2(a_1 u^n + a_3 \psi^n - a_3 w_r^n) &= 0, \quad L_7(a_4 u^n + a_5 \psi^n - a_5 w_r^n) - 2cG_3 \psi^n = 0, \\ L_3(a_4 u^n + a_5 \psi^n - a_6 w_r^n) &= -q + \kappa_0 w^{n-1}. \end{aligned} \quad (5)$$

На первом шаге приближения ($n = 1$) полагаем $w^0 = 0$, т. е. реакция $q_R = \kappa_0 w^0$ отсутствует и из (5) получаем известную задачу о деформировании трехслойной круговой пластины с жестким наполнителем, не связанной с упругим основанием. На каждом последующем шаге величина w^{n-1} определяется по предыдущему приближению, и выступает в качестве поправки на жесткость основания.

В результате итерационное решение для сплошной круговой трехслойной пластины при ее изгибе на упругом основании, принимает вид:

$$\begin{aligned} \psi^n &= C_2 I_1(\beta r) + I_1(\beta r) \int_0^1 K_1(\beta s) g^{n-1}(s) ds - K_1(\beta r) \int_0^1 I_1(\beta s) g^{n-1}(s) ds, \\ w^n &= \frac{1}{d_3} \left[d_2 \int \psi^n dr + \int L_3^{-1}(q - \kappa_0 w^{n-1}) dr + \frac{C_3^n r^2}{4} + C_4^n \right], \\ u^n &= \frac{a_3}{a_1 a_6 - a_3^2} \left[L_3^{-1}(q - \kappa_0 w^{n-1}) + \left(a_5 - \frac{a_3 a_6}{a_3} \right) \psi^n + C_7 r \right]. \end{aligned} \quad (6)$$

Здесь $K_1(\beta s)$, $g^{n-1}(s)$ — известные функции, линейные интегральные операторы

$$L_2^{-1}(g) = \frac{1}{r} \int r \int g dr dr, \quad L_3^{-1}(g) = \frac{1}{r} \int r \int \frac{1}{r} \int r g dr dr dr. \quad (7)$$

Второй метод итераций основан на приближении к искомому решению по жесткости наполнителя. В этом случае система уравнений (4) записывается в виде

$$\begin{aligned} L_2(a_1 u^n + a_3 \psi^n - a_3 w_r^n) &= 0, \quad L_2(a_2 u^n + a_4 \psi^n - a_5 w_r^n) = 2cG_3 \psi^n, \\ L_3(a_3 u^n + a_5 \psi^n - a_6 w_r^n) - \kappa_0 w^n &= -q. \end{aligned} \quad (8)$$

На каждом шаге приближения имеем линейную задачу теории упругости для пластины с легким наполнителем, лежащей на упругом основании, с известной дополнительной «внешней» нагрузкой $h^{n-1} = 2cG_3 \psi^{n-1}$. С учетом ограниченности прогиба в центре пластины рекуррентное решение имеет вид

$$\begin{aligned} u^n &= b_1 w_r^n - \frac{a_2}{a_1 a_4 - a_2^2} \frac{1}{r} \int r \int h^{n-1} dr dr + C_1^n r + C_2^n / r, \\ \psi^n &= b_2 w_r^n + \frac{a_1}{a_1 a_4 - a_2^2} \frac{1}{r} \int r \int h^{n-1} dr dr + C_3^n r + C_4^n / r, \\ w_r^n &= C_5^n \operatorname{ber}(\kappa r) + C_6^n \operatorname{bei}(\kappa r) + w_0^n(r). \end{aligned} \quad (9)$$

При исследовании упругопластической пластины физические уравнения принимались в форме (3). Соответствующая система дифференциальных уравнений равновесия в перемещениях:

$$\begin{aligned} L_2(a_1 u + a_2 \psi - a_3 w_r) &= p_w, \quad L_2(a_2 u + a_4 \psi - a_5 w_r) - 2cG_3 \psi = h_w, \\ L_3(a_3 u + a_5 \psi - a_6 w_r) - \kappa_0 w &= -q_0 + q_w. \end{aligned} \quad (10)$$

Здесь в правой части уравнений собраны нелинейные составляющие с индексом « ω », учитывающие нелинейные свойства материалов слоев.

Для исследования системы (10) применяются комбинации итерационных методов. Первый итерационный метод основан на приближении к упругому решению по жесткости основания, а затем для упругопластической задачи используется известный метод упругих решений. В этом случае слагаемое $k_0 w$ включается в нелинейные добавки с индексом « ω », которые на первом шаге полагаются равными нулю, а в дальнейшем вычисляются по результатам предыдущего приближения. Таким образом, на каждом шаге решается линейная задача с известными дополнительными «внешними» нагрузками. На первом шаге это задача об изгибе упругой круговой трехслойной пластины с жестким заполнителем, не связанной с упругим основанием [2]. Второй итерационный метод основан на приближении к искомому решению по жесткости заполнителя, а затем для упругопластической задачи используется метод упругих решений. В этом случае слагаемое $2cG_3\psi$ из второго уравнения системы (10) включается в нелинейные добавки. На каждом шаге приближения решается линейная задача для круговой трехслойной пластины с легким заполнителем на упругом основании.

Численные результаты. Исследованы пластины, материалы слоев которых Д16Т–фторопласт–Д16Т, с относительными толщинами $h_1 = h_2 = 0,04$, $h_3 = 0,2$. Интенсивность распределенной нагрузки $q_0 = -20$ МПа. Тепловой режим пластин принимался таким же, как и ранее. Основание средней жесткости.

На рисунке 2 показаны перемещения (*a* – прогиб, *b* – сдвиг) в рассматриваемой пластине: 1 – термоупругая пластина, 2 – термопластическая, 3 – термопластическая, с понижением пределов текучести материалов в 2 раза. Физическая нелинейность материалов приводит к увеличению расчетного прогиба на 40 %. Если принять материалы несущих слоев более пластичными, то эта разница составит 83 %.

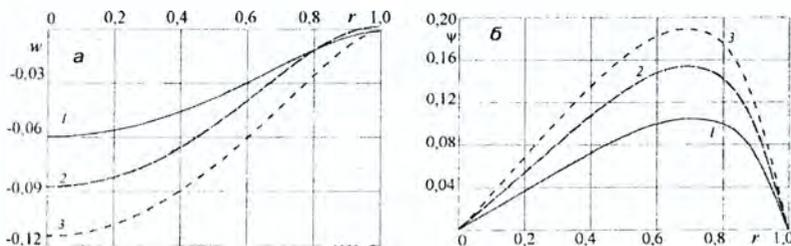


Рисунок 2

Распределение областей физической нелинейности (темная заливка) в поперечном сечении рассматриваемой пластины показано на рисунке 3. Заполнитель на 75 % деформируется нелинейно. В несущих слоях зоны пластичности занимают до 35 % объема материала. Изменение радиальных напряжений по толщине пластины в ее центре показано на рисунке 4: 1 – термоупругая пластина, 2 – термоупругопластическая. Влияние физической нелинейности материалов незначительно. Здесь значения напряжений уменьшены в несущих слоях в 10^9 , в заполнителе – в 10^8 раз.

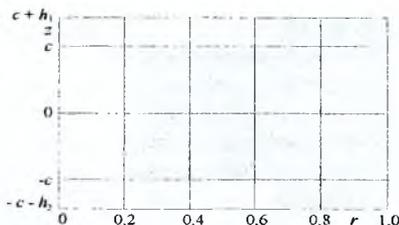


Рисунок 3

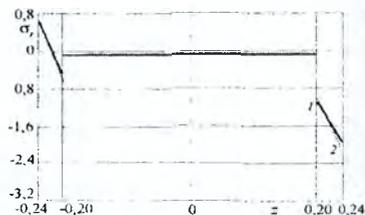


Рисунок 4

Выводы. Полученные результаты можно использовать для исследования напряженно-деформированного состояния трехслойных круговых пластин с жесткими заполнителями на упругом основании, материалы которых либо упругие, либо проявляют физически нелинейные свойства при комплексном термосиловом воздействии.

Список цитированных источников

1. Старовойтов, Э. И. Вязкоупругопластические слоистые пластины и оболочки/ Э. И. Старовойтов. – Гомель: БелГУТ, 2002. – 344 с.
2. Горшков, А. Г. Механика слоистых вязкоупругопластических элементов конструкций/ А. Г. Горшков, Э. И. Старовойтов, А. В. Яровая. – М.: ФИЗМАТЛИТ, 2005. – 576 с.

УДК 539.3

БОЛЬШИЕ ПРОГИБЫ ТОНКИХ ПЛИТ

Тур В. В., Тарасевич А. Н.

В статье рассматривается расчет тонких плит при больших прогибах. Приведены дифференциальные уравнения теории расчета тонких плит в упругой стадии. Указана особенность расчета тонких железобетонных плит.

Введение. В курсах теории упругости излагается, как правило, линейная теория «жестких» плит. Она может быть использована при расчетах плит с малыми прогибами, не более $1/4 \dots 1/5$ толщины плиты. В таких плитах перемещения, нормальные к срединной поверхности, столь малы, что не влияют на деформации элементов, лежащих в плоскости плиты [1]. Между тем во многих областях находят применение гибкие плиты и гибкие пластинки (в кораблестроении, самолетостроении, строительстве). Для гибких плит связь между прогибами и нагрузкой будет нелинейной, а гипотеза о недеформируемости срединной плоскости оказывается несправедливой, так как в ней появляются деформации растяжения, сжатия и сдвига. Кроме того, усилия в срединной плоскости зависят от ее прогибов. Под влиянием больших прогибов плиты при соответствующих граничных условиях на контуре возникают продольные усилия независимо от того, действует ли внешняя горизонтальная нагрузка или нет [2].

При обычном применении классической теории изгиба упругих тонких плит применяют гипотезы, предложенные немецким физиком Киргофом.

1. Гипотеза прямых нормалей: любой прямолинейный элемент, нормальный к срединной плоскости, остается прямолинейным и нормальным к срединной плоскости после деформирования. Первая часть гипотезы предполагает, что сдвиги отсутствуют, т. е.

$$\left. \begin{aligned} \gamma_{xz} &= 0 \\ \gamma_{yz} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

Вторая часть гипотезы предполагает, что линейная деформация в направлении оси Z отсутствует:

$$\epsilon_z = 0 \quad (2)$$

2. Гипотеза о недеформированности срединной плоскости предполагает, что деформации растяжения, сжатия и сдвига отсутствуют:

$$U_0 = V_0 = 0. \quad (3)$$

3. Гипотеза об отсутствии давления между слоями пластинки, параллельными срединной плоскости, т.е. $\sigma_z = 0$, ввиду малости по сравнению с напряжениями σ_x и σ_y .

Для тонких плит гипотеза о недеформируемости срединной плоскости оказывается несправедливой, т.к. в ней появляются деформации растяжения, сжатия и сдвига, и усилия в срединной плоскости зависят от ее прогибов.

Используя вторую часть гипотезы 1, получаем:

$$\epsilon_z = \frac{\partial W}{\partial z} = 0, \quad (4)$$

это условие означает, что прогибы пластинки не зависят от координаты Z , т.е.

$$W = W(x, y).$$

Таким образом, все точки пластины, лежащие на одной вертикали, получают одинаковые перемещения W . Следовательно достаточно определить перемещения срединной плоскости, чтобы знать вертикальные перемещения всех ее точек.

Деформации и кривизны срединной плоскости

Используя условия (1), получаем:

$$\left. \begin{aligned} \gamma_{xz} &= \frac{\partial W}{\partial z} + \frac{\partial W}{\partial y} = 0 \\ \gamma_{yz} &= \frac{\partial W}{\partial z} + \frac{\partial W}{\partial x} = 0 \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

интегрируя по Z , получаем выражения перемещений срединной плоскости через прогибы:

$$\left. \begin{aligned} U &= U_0 - Z \frac{\partial W}{\partial x} \\ V &= V_0 - Z \frac{\partial W}{\partial y} \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

U_0 и V_0 перемещения вдоль осей X и Y .

Деформации точек срединной плоскости :

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= \frac{\partial U_0}{\partial x} + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial W}{\partial x} \right)^2 - Z \frac{\partial^2 W}{\partial x^2} \\ \varepsilon_y &= \frac{\partial V_0}{\partial y} + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial W}{\partial y} \right)^2 - Z \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} \\ \gamma_{xy} &= \frac{\partial U_0}{\partial y} + \frac{\partial V_0}{\partial x} + \frac{\partial W^2}{\partial x \partial y} - 2Z \frac{\partial^2 W}{\partial x \partial y}\end{aligned}\quad (7)$$

Кривизны срединной плоскости:

$$\begin{aligned}\chi_x &= -\frac{\partial^2 W}{\partial x^2}, \\ \chi_y &= -\frac{\partial^2 W}{\partial y^2}, \\ \chi_{xy} &= \frac{\partial^2 W}{\partial x \partial y}\end{aligned}\quad (8)$$

Уравнение неразрывности деформаций:

$$\frac{\partial^2 \varepsilon_x}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_y}{\partial x^2} - \frac{\partial^2 \gamma_{xy}}{\partial x \partial y} - \left(\frac{\partial^2 W}{\partial x \partial y} \right)^2 - \frac{\partial^2 W}{\partial x^2} \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} = 0 \quad (9)$$

Напряжения в тонкой плите. Соотношения между деформациями и напряжениями

Напряжение в тонкой плите в пределах сделанных допущений может рассматриваться как результат наложения двух состояний: одно из них соответствует напряжениям, равномерно распределенным по толщине пластинки, а второе отвечает напряжениям изгиба. Особенностью задачи о больших прогибах пластинки – как и в других случаях совместного действия усилий в срединной плоскости и усилий изгиба – является то, что уравнения должны быть составлены для деформированного состояния пластинки.

Уравнение проекций сил на оси X, Y дают выражения:

$$\begin{aligned}\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau}{\partial y} &= 0, \\ \frac{\partial \tau}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} &= 0.\end{aligned}\quad (10)$$

Уравнения моментов всех сил относительно осей X и Y дают выражения:

$$\begin{aligned}\frac{\partial M_x}{\partial x} + \frac{\partial H}{\partial y} &= 0; \\ \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{\partial M_y}{\partial y} &= 0.\end{aligned}\quad (11)$$

После суммирования проекций всех сил на ось Z для элемента пластинки с размерами dx , dy и деления на $dx dy$ получим следующее выражение:

$$\frac{\partial Q_x}{\partial x} + \frac{\partial Q_y}{\partial y} + \sigma_x h \frac{\partial^2 W}{\partial x^2} + \sigma_y h \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} + 2\tau h \frac{\partial^2 W}{\partial x \partial y} + q(x, y) = 0. \quad (12)$$

Предполагаем, что деформации пластинки упругие, далее примем гипотезу об отсутствии взаимного давления слоев пластинки т.е. считаем, что нормальные напряжения в направлении толщины пластинки если и имеют место, то являются малыми по сравнению с нормальными напряжениями, параллельными срединной плоскости. Учитывая эти допущения, получаем следующие соотношения между напряжениями и деформациями:

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{\sigma_x}{E} - \mu \frac{\sigma_y}{E}; & \sigma_x &= \frac{E\nu}{1-\mu^2}(\varepsilon_x + \mu\varepsilon_y); \\ \varepsilon_y &= \frac{\sigma_y}{E} - \mu \frac{\sigma_x}{E}; & \sigma_y &= \frac{E}{1-\mu^2}(\varepsilon_y + \mu\varepsilon_x); \\ \gamma &= \frac{2(1+\mu)}{E} \tau, & \tau &= \frac{E}{2(1+\mu)} \gamma. \end{aligned} \quad (13)$$

Выражения для изгибающих и крутящих моментов и поперечных сил будут следующие:

$$\begin{aligned} M_x &= -D \left(\frac{\partial^2 W}{\partial x^2} + \mu \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} \right) = -D(\chi_x + \chi_y); \\ M_y &= -D \left(\frac{\partial^2 W}{\partial y^2} + \mu \frac{\partial^2 W}{\partial x^2} \right) = -D(\chi_y + \chi_x); \\ H &= -D(1-\mu) \frac{\partial^3 W}{\partial x \partial y^2} = -D(1-\mu) \chi; \\ Q_x &= -D \left(\frac{\partial^3 W}{\partial x^3} + \frac{\partial^3 W}{\partial x \partial y^2} \right) = -D \frac{\partial}{\partial x} (\chi_x + \chi_y); \\ Q_y &= -D \left(\frac{\partial^3 W}{\partial y^3} + \frac{\partial^3 W}{\partial y \partial x^2} \right) = -D \frac{\partial}{\partial y} (\chi_y + \chi_x) \end{aligned} \quad (14)$$

Основные дифференциальные уравнения

Подставим выражения поперечных сил из (14) в уравнение равновесия (12) получим:

$$D\nabla^4 W = h\sigma_x \frac{\partial^2 W}{\partial x^2} + h\sigma_y \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} + 2h\tau \frac{\partial^2 W}{\partial x \partial y} + q. \quad (15)$$

Уравнение (15) связывает прогиб пластины с интенсивностью внешней нагрузки, но содержит дополнительные неизвестные σ_x, σ_y, τ .

Для решения задачи воспользуемся уравнением совместности деформаций (9), подставив в него выражения $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \gamma$ из (13)

$$\frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial y^2} - 2 \frac{\partial^2 \tau}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 \sigma_y}{\partial x^2} - \mu \left[\frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial y^2} + 2 \frac{\partial^2 \tau}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 \sigma_y}{\partial x^2} \right] = E \left[\left(\frac{\partial^2 W}{\partial x \partial y} \right) - \frac{\partial^2 W}{\partial x^2} \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} \right] \quad (16)$$

При введении функции напряжений (функции Эри) уравнения (15) и (16) образуют систему нелинейных дифференциальных уравнений теории гибких пластинок (уравнения Кармана) [3]:

$$\frac{D}{h} \nabla^4 W - \frac{\partial^2 F}{\partial y^2} \frac{\partial^2 W}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} - 2 \frac{\partial^2 F}{\partial y \partial x} \frac{\partial^2 W}{\partial x \partial y} + \frac{1}{h} q,$$

$$\nabla^2 F = E \left[\left(\frac{\partial^2 W}{\partial x \partial y} \right)^2 - \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} \frac{\partial^2 W}{\partial x^2} \right] \quad (17)$$

Система нелинейных дифференциальных уравнений (17) совместно с граничными условиями представляют основную систему нелинейных дифференциальных уравнений теории гибких пластинок. Решение системы в общем виде не получено, в настоящее время получен ряд частных решений.

Граничные условия зависят от условий закрепления пластинок на контуре.

Например, если края пластинки закреплены таким образом, что взаимное смещение их точек вдоль осей X и Y невозможно, т. е.

$$U_{x=0} = U_{x=a} = 0,$$

$$V_{y=0} = V_{y=b} = 0. \quad (18)$$

то граничные условия будут иметь следующие выражения:

$$\left[\frac{\partial^2 F}{\partial y^2} - \mu \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} - E \left(\frac{\partial W}{\partial x} \right)^2 \right] dx = 0,$$

$$\left[\frac{\partial^2 F}{\partial x^2} - \mu \frac{\partial^2 F}{\partial y^2} - E \left(\frac{\partial W}{\partial y} \right)^2 \right] dy = 0. \quad (19)$$

Заключение. Представленные решения рассматривают упругую работу элементов. В железобетонных плитах при работе в предельной стадии наблюдается появление трещин, а следовательно и изменение жесткостных характеристик. Эти изменения следует учитывать путем модификации цилиндрических жесткостей плиты с учетом фактических диаграмм деформирования материалов.

Список цитированных источников

1. Самуль, В. И. Основы теории упругости и пластичности: учеб. пособие для студентов вузов / В. И. Самуль — М.: Высш. шк., 1982. — 264 с.
2. Вольмир, А. С. Гибкие пластинки и оболочки / А. С. Вольмир. — М.: Гос изд., 1956. — 419 с.
3. Кончковский, З. Плиты. Статические расчеты / З. Кончковский. — М.: Стройиздат, 1984. — 481 с.

УДК 624.072.21.7

ПЛОСКАЯ ЗАДАЧА РАСЧЕТА БАЛОК И ПЛИТ НА УПРУГОМ ОСНОВАНИИ С УЧЕТОМ ФИЗИЧЕСКОЙ НЕЛИНЕЙНОСТИ ОСНОВАНИЯ

Козунова О. В.

Введение. Из практики строительства зданий и сооружений известно, что нулевой цикл составляет около 30 % от объемов капитального строительства (на всех стадиях его реализации: от проекта до монтажа надземной части).

Фундамент – это связующая часть между сооружением и грунтом, и поэтому он должен без перенапряжения воспринимать все нагрузки, действующие на сооружение, и передавать их на грунт так, чтобы обеспечить сооружению требуемую прочность, жесткость и устойчивость.

Фундаменты большинства инженерных сооружений, опирающиеся на грунт, рассчитываются как балки, плиты или рамы, лежащие на упругом основании [1], и их работа существенным образом влияет на напряженно-деформированное состояние (НДС) связанной инженерной системы «балка (плита, рама) – основание».

В силу неоднозначности моделирования упругого основания первостепенным вопросом является выбор такой модели, которая приближала бы НДС этого основания к реальным условиям. В настоящее время в инженерной практике используются различные механические модели основания [2,3,4], краткий обзор которых приведен в публикациях [5,6,7]. Выбор модели упругого основания в большинстве случаев зависит от интуиции инженера – проектировщика и представляет довольно сложную задачу.

Существующие методы расчета фундаментов при их проектировании и обследовании базируются на использовании *теории линейно-деформируемой среды*. При этом предполагается, что сжатие основания от собственного веса и внешней нагрузки закончилось, нагружение основания производится без разгрузки, и внешнее давление на основание не превышает расчетного сопротивления. Методика такого расчета приводится в СНБ 5.01.01-99 [8] и в пособии [9].

В реальных условиях для неоднородных грунтов зависимость между нагрузкой и осадкой имеет *нелинейный характер*. Поэтому современные методы расчета, имея теоретическую ценность, не всегда пригодны для практического применения. В данной работе для инженерного расчета системы «фундамент–основание» предлагается новая модификация *вариационного метода*: в нелинейной постановке и с использованием метода конечных разностей (МКР), которая называется *вариационно-разностным подходом* (ВРП).

Теория расчета балок и плит на упругом основании с использованием ВРП была опубликована в работах [5,6]. Результаты нелинейного расчета для двухслойного основания приведены в статье [10], для двухслойного основания с учетом ослаблений – в сборнике статей [5], для многослойного основания со слабым слоем, с использованием *реальных данных* геологических испытаний, – в сборнике научных трудов [7]; для реального многослойного основания со слабым слоем и биогенными включениями – в материалах [11].

В продолжение исследований результатов нелинейных расчетов в предлагаемой работе рассматривается многослойное грунтовое основание, для k -того слоя которого выбрана модель упругого слоя (УС) конечной толщины с переменным модулем деформации слоя E_k . Коэффициент Пуассона этого слоя ν_k , как и ранее, принимается постоянным.

В силу нелинейности рассматриваемая задача решается методом упругих решений А. А. Ильюшина [12], который предполагает итерационный процесс. Численная реализация указанного метода осуществляется методом конечных разностей (МКР) в программном пакете MATHEMATICA 6.0.

Общая постановка задачи для нелинейных расчетов. В настоящей работе рассматривается контактная задача нелинейной теории упругости (плоская деформация): *линейно-упругая* балка или плита на *нелинейно-упругом* многослойном основании, имеющем биогенные включения в несущих слоях и без них. Каждый слой грунта и биогенные включения описываются, как *нелинейно-деформируемая* однородная среда.

В нелинейных расчетах грунты соответствуют результатам геологических изысканий в н.п. Тихиничи, Жлобинского района, Гомельской области: пример 1 – скв.1 (рис. 1, а), пример 2 – т.з. 1а (рис. 1, б) [13].

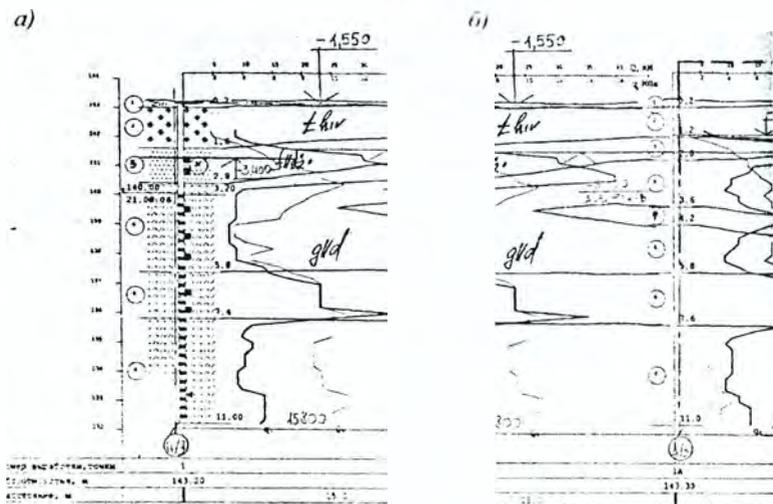


Рисунок 1- Инженерно-геологический разрез: а) буровая скважина №1, б) точка статического зондирования №1а

В общей постановке задачи балка (плита) находится под действием произвольной внешней нагрузки $q(x)$, P . Геометрические и физические параметры плиты (плоская задача): высота h , длина балки (ширина плиты) $2l$, изгибная жесткость EJ (рис. 2, а).

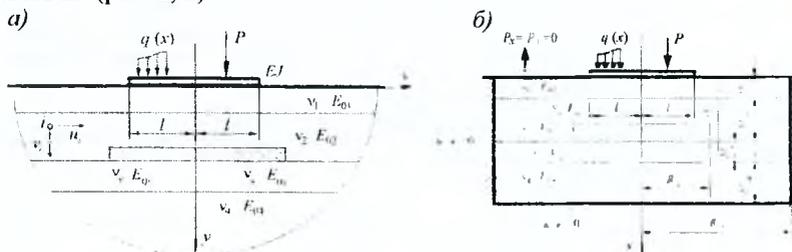


Рисунок 2 – Упругая балка (плита) на многослойном основании, ослабленном биогенными включениями

При расчете многослойное основание заменяется прямоугольной расчетной областью (рис. 2, б), размеры которой: по оси X – ширина $2R_0=10l$; по оси Y – глубина $H_0=4l$, где $H_0 = \sum H_{0k}$, k – номер упругого слоя. Слабый слой расположен между двумя несущими слоями (средним и нижним) и имеет размеры: $2R_s=10l$; $H_s=2/3l$. Область биогенных включений размерами: $2R_v=3l$; $H_v=2/3l$, расположена под плитой в среднем слое.

Основание аппроксимируется симметричной разбивочной сеткой (рис. 3) конечных размеров (29x7) с постоянным шагом по осям: $X \Delta x, Y \Delta y$. Точки 12 - 18 – это точки контактной зоны расчетной модели «плита-основание».

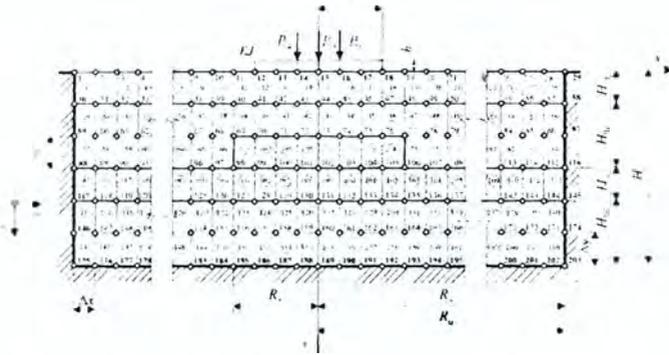


Рисунок 3 – Разбивочная сетка расчетной области

Граничные условия задачи: на контакте балки (плиты) с упругим основанием возникают только нормальные реактивные давления, силами трения пренебрегаем. Для балки (плиты) справедливы гипотезы теории изгиба; на границах принятой расчетной области перемещения принимаются равными нулю $u = 0, v = 0$ (см. рис. 2, б); в контактной зоне справедливо равенство осадок основания v , прогибам плиты в k -том сечении

$$v_k = y_k \quad (1)$$

За *неизвестные* принимаем: $u_i(x), v_i(y)$ – компоненты вектора перемещения i -той узловой точки основания; $p_y^{(k)}(x, y)$ – реактивные давления в контактной зоне.

Результаты расчета: перемещения и напряжения узловых точек упругого основания, осадки верхнего слоя основания, реактивные давления в контактной зоне балки (плиты) с основанием, внутренние усилия в сечениях фундаментной балки или плиты.

Алгоритм расчета в нелинейной постановке. Физическое соотношение $\sigma(\epsilon)$ для нелинейно-упругого многослойного основания (рис. 4) будем определять формулой, предложенной в работе [14] и исследуемой на сходимость в работе [15]

$$\sigma_i^{(k)} = \sigma_{i,k} \operatorname{th} \left(\frac{E_{0k}}{\sigma_{i,k}} \epsilon_i^{(k)} \right), \quad (2)$$

где $\sigma_{i,k}, E_{0k}$ – предел текучести и начальный модуль деформации k -того слоя основания.

Каждому слою неоднородного основания соответствуют свои значения упругих характеристик $\sigma_{i,k}, E_{0k}$ в формуле (2). Их значения для слабых полостей на порядок ниже аналогичных для несущих слоев грунтового основания. В расчете приняты следующие обозначения: $\sigma_{i,0}, E_{0,0}$ (слабый слой); $\sigma_{i,1}, E_{0,1}$ (биогенные включения).

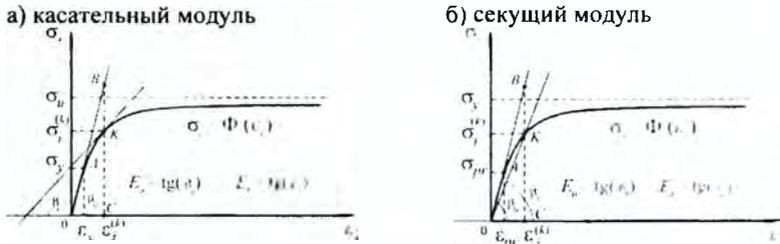


Рисунок 4 – Зависимость $\sigma_i(\epsilon_i)$ для упругого слоя основания

В нелинейных расчетах системы «балка (плита)–основание» методом упругих решений [12] используется итерационный алгоритм. При каждой итерации модуль деформации в i -той точке основания изменяется, поэтому при вычислениях используется два варианта: а) *касательный модуль* деформации, который в соответствии с формулой (2), равен

$$E_i^{(n)} = \operatorname{tg} \beta = \frac{d\sigma_i}{d\epsilon_i} = \frac{E_{0i}}{\operatorname{ch}^2 \left(\frac{E_{0i}}{\sigma_{vi}} \epsilon_i^{(n-1)} \right)} \quad (3)$$

б) *секущий модуль*

$$E_i^{(n)} = \operatorname{tg} \beta = \frac{\sigma_i^{(k)}}{\epsilon_i^{(k)}} = \frac{\sigma_{im}}{\epsilon_i^{(n-1)}} \operatorname{th} \left(\frac{E_{0im}}{\sigma_{vim}} \epsilon_i^{(n-1)} \right) \quad (4)$$

где n – номер последующей итерации, с учетом того, что в первом приближении $n = 1$. То есть, зависимость $\sigma_i(\epsilon_i)$ и (ϵ_i) отождествляется аналогичной при простом сжатии, а диаграмма $\sigma_i(\epsilon_i)$ приближается к диаграмме упругопластического тела.

Для решения сформулированной задачи в нелинейной постановке используется функционал полной энергии, величина которого получена суммированием функционала энергии деформаций упругого основания U_r , функционала энергии изгиба плиты Ω , и потенциала работы внешней нагрузки Π , и имеет вид

$$\mathcal{E} = U_r + \Omega_b + \Pi, \quad (5)$$

где каждое из слагаемых справа определяется соотношениями теории упругости [12]. Их дифференциальный и конечно-разностный вид приведены в работах [5, 6, 7].

Так как в состоянии статического равновесия функционал полной энергии \mathcal{E} должен иметь минимум, то неизвестные перемещения $u_i(x), v_i(y)$ будут найдены из условия обращения в нуль производных от полной энергии по каждому из перемещений, то есть

$$\frac{\partial \mathcal{E}}{\partial v} = 0, \quad \frac{\partial \mathcal{E}}{\partial u_i} = 0, \quad i = 1, 2, 3, \dots, N, \quad (6)$$

где N – число узловых точек основания. В ходе преобразований (6) получается система дифференциальных уравнений, порядок которой равен $2N$, т. е. числу неизвестных перемещений.

Расчет контактной зоны и внутренних усилий в упругой балке (плите). Зная перемещения $u_i(x), v_i(y)$, согласно условию (1), определяются прогибы фундаментной плиты y_k , соответствующие осадкам основания v , под плитой; а также: вертикальные напряжения упругого основания и реактивные давления в контактной зоне «балка (плита)–основание».

Вертикальные напряжения упругого основания $\sigma_v^{(k)}$ в k -том центре j -той сечеточной ячейки основания (см. рис. 3) определяются из обобщенного закона Гука в предположении однородности основания в ее области

$$\sigma_v^{(k)} = \frac{E_s v_k}{(1 - 2\nu_s) \mu(1 + \nu_s)} (r_{1j}^{(k)} + e_{1j}^{(k)}) + \frac{E_s}{(1 + \nu_s)} (r_{2j}^{(k)} - 1) \quad (7)$$

Конечно-разностный вид формулы (7) приведен в работах [5, 6]. По полученным ординатам $\sigma_v^{(k)}$ строятся графики распределения напряжений в вертикальных и горизонтальных срезах основания.

Реактивные давления в контактной зоне фундаментной плиты с основанием определяются по прогибам плиты y_k (рис. 5). При этом используется дифференциальная зависимость при изгибе

$$p_v^{(i)} - q_k(x) = -EJ \frac{d^4 y_k}{dx^4}, \quad (8)$$

где $p_v^{(i)}$ – реактивное давление в i -той контактной точке основания; $q_k(x)$ – внешняя нагрузка, действующая на плиту в области k -того сечения плиты, $q_k(x) = q_i(x)$

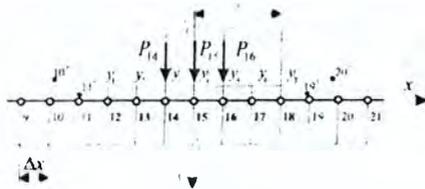


Рисунок 5 – Контактная зона «балка (плита)–основание»

Для крайних точек k фундаментной плиты вводятся статические граничные условия

$$Q^{(k)} \Big|_{x=0} = -EJ \frac{d^3 y_k}{dx^3} = 0; \quad M^{(k)} \Big|_{x=0} = -EJ \frac{d^2 y_k}{dx^2} = 0. \quad (9)$$

Вывод и вид формул реактивных давлений в контактной зоне, полученных на основании соотношения (8) и записанных в конечно-разностном виде с учетом условий (9), приведен в работах [5,6]. По результатам расчета строится эпюра $p_v^{(i)}$ в контактной зоне.

Внутренние усилия в сечениях фундаментной плиты. По перемещениям $v_i(y)$ с учетом условия (1) определяются внутренние усилия в сечениях плиты. При этом используются дифференциальные соотношения при изгибе

$$Q^{(k)} = -EJ \frac{d^3 y_k}{dx^3} \pm q_k(x) \cdot \Delta x_k, \quad M^{(k)} = -EJ \frac{d^2 y_k}{dx^2} \quad (10)$$

где Δx_k – участок плиты под действием внешней нагрузки $q_k(x)$; знак «+» – для левых сечений плиты, знак «-» – для правых сечений плиты. В ненагруженных точках плиты $q_k(x) = 0$. В контактных точках основания нагрузка $q_k(x)$ заменяется сосредоточенной силой $P_i(x)$.

Вывод и вид формул внутренних усилий в сечениях фундаментной плиты, полученных на основании соотношений (10) с учетом условий (9), приведен в работах [5, 6]. По результатам расчета строятся эпюры поперечных сил и изгибающих моментов в сечениях плиты.

Модельная задача. Выполнен нелинейный расчет фундаментной плиты на многослойном основании с природными ослаблениями (точка статического зондирования 1а) [13]. Расчет проведен аналогично расчетам фундаментных балок и плит на слоистых основаниях, рассмотренных в работах [6, 7, 10, 11].

В нелинейных задачах, численно апробированных ранее, переменный модуль деформации представлен в виде *касательного модуля*. В предлагаемой работе расчет ведется с применением *секущего модуля* деформации. В численный счет использовались упругие параметры системы «плита–основание», приведенные в статьях [7, 11].

Результаты расчетов показывают, что с ростом глубины основания максимальные напряжения σ^k уменьшаются, и опасные сечения в горизонтальном срезе под плитой перераспределяются. Максимальные напряжения и характер эпюр практически не зависят от вида модуля деформации. Следовательно, секущий и касательный модуль деформации одинаково приемлемы для нелинейных расчетов слоистых оснований по *несущей способности* основания.

Распределение вертикальных напряжений *по глубине расчетной области* подтверждает то, что с ростом глубины основания значения напряжений уменьшаются. Несмотря на числовые различия в результатах расчетов в зависимости от вида модуля деформации, эпюры напряжений в этих срезах имеют похожую геометрию, что не характерно для эпюры напряжений в срезе за плитой.

Из полученных результатов следует, что: итерационный процесс сходится быстрее при расчете *осадок* с использованием *секущего* модуля деформации, а при расчете реактивных давлений и внутренних напряжений – с использованием *касательного* модуля деформации. В связи с этим, при расчете НДС контактной зоны системы «плита–основание» следует различать применение *секущего* и *касательного* модулей деформации.

Результаты свидетельствуют о наличии *распределительной способности грунта* (деформации и напряжения возникают не только под нагруженными участками, но и в соседствующих с ними областях). Эта способность полностью соответствует гипотезе упругого полупространства, подтверждается экспериментами и всем строительным опытом.

Эпюры напряжений σ_v^k во всех срезах имеют одинаковую или подобную геометрию, однако некоторые характерные значения отличительны. Это особо заметно в срезе над природными полостями. Следовательно, вид модуля деформации оказывает существенное влияние на результаты нелинейных расчетов напряжений с учетом природных ослаблений в виде биогенных включений.

Получено, что вид и характер эпюр внутренних сил полностью соответствуют результатам теоретических расчетов [1, 2]. Несмотря на одинаковый характер, эпюры различны при разных видах модуля деформации, что практически невозможно при одних и тех же исходных данных нелинейных расчетов.

Следовательно, выбор модуля деформации влияет на правильное математическое обследование прочностных свойств упругого основания и фундаментной плиты.

Лотковый эксперимент. Модельное испытание фундаментной плиты на упругом многослойном основании с природным ослаблением проведено в малом лотке с прозрачными стенками и масштабной сеткой. Размеры лотка 26,6 см × 13,5 см, глубина лотка – 3,8 см. Грунт укладывался послойно (6 слоев) с окрашенными прослойками из мела. Природное ослабление моделировалось под плитой в третьем несущем слое, в виде поролоновой прокладки. Нагрузка передавалась симметрично с помощью жесткого штампа.

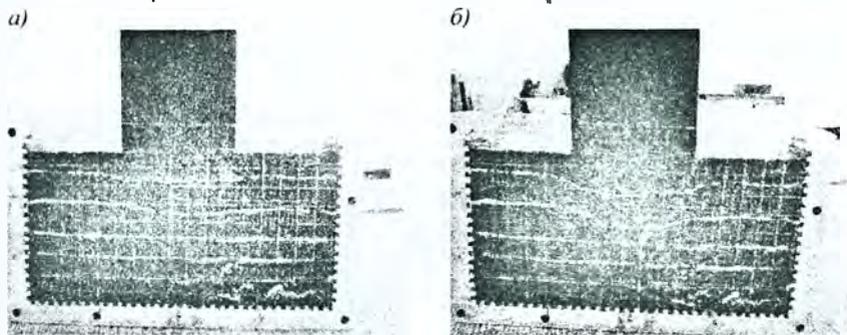


Рисунок 6 – Общий вид лотка после испытания штампа весом: а) 2 кг; б) 4 кг.

Перед укладкой в лоток грунт тщательно перемешивался с добавлением необходимого количества воды для достижения оптимальной влажности уплотнения $W_{\text{опт}} = 3-5\%$. Далее производилась укладка грунта слоями толщиной 1–3 см. После отсыпки каждого слоя грунт уплотнялся ручной трамбовкой. Легкое трамбование производилось по длине лотка ударами штампа. Для эксперимента использовались: в несущих слоях – песок средней крупности, увлажненный ($\varphi = 28$; $\gamma = 16 \text{ кН/м}^3$); окраска слоев – мел, толщиной 1–2 мм; природное ослабление – поролон размерами 6,5 см × 3 см ($\gamma = 0,6 \text{ кН/м}^3$).

На рис. 6 показаны послойные осадки грунта (вертикальное смещение мелких прослоек) от разного веса штампа: а) 2 кг; б) 4 кг соответственно. С ростом внешней нагрузки осадки увеличиваются, но только в верхних (1–3) слоях грунта, над поролоновой прокладкой. Нижние слои визуально не деформируются, в силу своей большей жесткости.

Проведенный эксперимент подтверждает качественную картину деформированного состояния многослойного основания, ослабленного природными полостями (биогенными включениями).

Заключение. В работе предложена новая модификация вариационно-разностного подхода к расчету фундаментных балок и плит на физически нелинейном слоистом основании с природными ослаблениями, который позволяет полностью найти НДС основания, исследовать контактную зону, вычислить внутренние усилия и осадки плиты.

Преимущество вариационно-разностного подхода состоит в том, что граничные условия удовлетворяются автоматически. Как известно, одной из главных причин неустойчивости МКР является различие разностных уравнений внутри области и на ее границе.

Вычисления показали, что:

а) применение вариационного подхода в решении контактной задачи вместе с итерациями по А. А. Ильюшину приводит к быстрой сходимости расчета (максимум – три итерации), особенно в напряжениях;

б) наличие распределительной способности грунта очевидна и неоспорима, поэтому в инженерных расчетах необходим учет этой способности, особенно в условиях плотной застройки города;

в) характер и вид эпюр внутренних усилий в сечениях линейно упругой фундаментной плиты, расположенной на физически нелинейном основании, полностью соответствует гипотезам и допущениям теории упругости.

Список цитированных источников

1. Симвулиди, И. А. Расчет инженерных конструкций на упругом основании / И. А. Симвулиди. – М.: Высш. шк., 1973. – 480 с.

2. Горбунов-Посадов, Н. И. Расчет конструкций на упругом основании / Н. И. Горбунов-Посадов, Т. А. Маликова, В. И. Соломин. – М.: Стройиздат, 1984. – 679 с.

3. Федоровский, В. Г. Прогноз осадок фундаментов мелкого заложения и выбор модели основания для расчета плит / В. Г. Федоровский, С. Г. Безволев // Основания, фундаменты и механика грунтов – 2000 – № 4 – С. 10–18

4. Босаков, С. В. Статические расчеты плит на упругом основании / С. В. Босаков. – Мн. БНТУ, 2002. – 127 с.

5. Босаков, С. В. Вариационно-разностный подход к решению контактной задачи для нелинейно-упругого неоднородного основания. Плоская деформация. Теория расчета Часть 1 / С. В. Босаков, О. В. Козунова // Вестник БНТУ. – 2009. – № 1. – С. 5–13.

6. Козунова, О. В. Нелинейный расчет балочных плит на слоистых основаниях с биогенными включениями / О. В. Козунова // Геотехника Беларуси: теория и практика – Минск: БНТУ, 2008. – С. 37–65.

7. Босаков, С. В. Нелинейный расчет фундаментных плит на многослойном основании со слабым слоем / С. В. Босаков, О. В. Козунова // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь. – Полоцк: ПГУ, 2008. – С. 175–184.

8. СНБ 5.01.01-99 «Основания и фундаменты зданий и сооружений» – Мн.: Мин-во арх и стр-ва РБ, 1999. – 36 с.

9. Основания, фундаменты и подземные сооружения / М. И. Горбунов-Посадов, В. А. Ильчев, В. И. Крутов [и др.]; под общ. ред. Е. А. Сорочана и Ю. Г. Трофименкова. – М.: Стройиздат, 1985. – 480 с. – (Справочник проектировщика).

10. Босаков, С. В. Вариационно-разностный подход к решению контактной задачи для нелинейно-упругого неоднородного основания. Плоская деформация. Результаты расчета Часть 2 / С. В. Босаков, О. В. Козунова // Вестник БНТУ. – 2009. – № 2. – С. 15–19.

11. Козунова, О. В. Влияние биогенных включений на результаты нелинейных расчетов фундаментных плит на грунтовых основаниях / О. В. Козунова // Актуальные научно-технические проблемы современной геотехники – Т. 2 – Санкт-Петербург: СПбГАСУ, 2009. – С. 165–172.

12. Александров, А. В. Основы теории упругости и пластичности / А. В. Александров, В. Д. Погапов. – М.: Высшая школа, 1990. – 398 с.

13. Технический отчет об инженерно-геологических изысканиях для физкультурно-оздоровительного комплекса в н.п. Тихиничи Рогачевского р-на Гомельской об-ти / Под рук. В. П. Устинова // – Жлобин: Жлобинский АКМ, 2006. – 20 с.

14. Босаков, С. В. Расчет балки на упругой физически нелинейной полуплоскости / С. В. Босаков, О. В. Машкова (Козунова) // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь. – Гомель: БелГУТ, 2005. – С. 40–43.

15. Козунова, О. В. Применение МКР в нелинейных расчетах балок на однородном упругом слое / О. В. Козунова // Ресурсоэкономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Ровно, Україна, 2008. – Вып 17 – С. 373–381

ПРОДОЛЬНЫЙ УДАР ПО СТЕРЖНЮ ИЗ РЕОНОМНОГО МАТЕРИАЛА

Холодарь Б.Г.

Введение. Склерономный подход не позволяют адекватно описать развитие напряженно-деформированного состояния (НДС) при ударных нагрузках, так не учитывает зависимости свойств материала от скорости нагружения. С этих позиций представляет интерес задача о продольном ударе жесткой массой по незакрепленному торцу стержня, рассматриваемая с учетом реологических свойств материала.

Постановка задачи и анализ результатов. Для отражения указанных выше особенностей можно использовать уравнение Максвелла

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{d\sigma}{Edt} + \frac{\sigma}{\eta}, \quad (1)$$

где σ , ε – напряжение и деформация; t – время, E – модуль упругости; η – $\eta_0 \exp(\psi(\sigma, \varepsilon, \theta))$ – вязкость материала; η_0 – начальная вязкость (константа), $\psi(\sigma, \varepsilon, \theta)$ – функция, описывающая зависимость энергии активации процессов течения материала от НДС и температуры θ . В простейшем случае ее можно принять в виде $\psi = -\alpha|\sigma|$. При этом расчетные диаграммы растяжения и сжатия материала при деформировании с постоянной скоростью будут одинаковыми, близкими к диаграмме Прандтля.

Направим ось X вдоль стержня, поместив начало отсчета на ударяемом торце стержня. Примем обозначения: L – длина стержня, A – площадь сечения, ρ – плотность материала, E – модуль упругости, M – масса ударяющего груза, V_0 – скорость груза в момент соприкосновения со стержнем. Конец $x=L$ считаем зашпеленным.

Кратко отметим особенности поведения идеально-упругой системы.

В безынерционном стержне напряжения изменяются по закону $\sigma = \sigma_0 \sqrt{\frac{M}{m}} \text{Sin} kt$, где $k^2 = EA/(LM)$, $m = \rho AL$ – масса стержня, $\sigma_0 = c\rho V_0 = \sqrt{E\rho}V_0$,

$c = \sqrt{E/\rho}$ – скорость распространения продольных волн в стержне. Учет инерционных свойств материала стержня можно провести, считая, например, деформацию во всех точках стержня одинаковой. При этом получим для напряжений выражение

$$\sigma = \sigma_0 \sqrt{\frac{1 + \mu/3}{\mu}} \cdot \text{Sin} \sqrt{\frac{\mu}{1 + \mu/3}} \tau, \quad (2)$$

где $\mu = m/M$, а $\tau = t \frac{c}{L}$ – безразмерное время. Для системы с распределенными параметрами строится волновое решение с помощью разрывных (кусочно-непрерывных) функций [1,2]. Для иллюстрации на рис. 1 приведены кривые $\sigma(\tau)/\sigma_0$ для нескольких значений параметра μ .

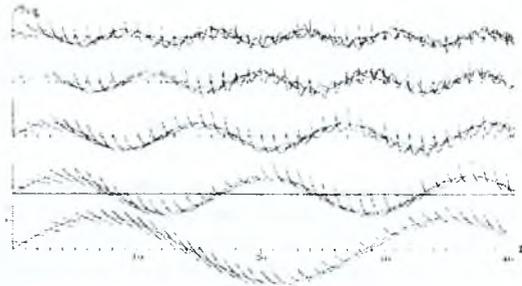


Рисунок 1 – Напряжения на торцах стержня при упругом подходе для $\mu=0.05, 0.15, 0.30, 0.60, 1.0$ (снизу вверх). Сплошные линии соответствуют (2)

Напряжения на ударяемом торце стержня при $t=0$ составляют $\sigma = \sigma_0$ и экспоненциально уменьшаются в течение первого прохода волны по стержню. Форма разрывных кривых определяется отношением масс ударника и стержня $\mu=m/M$ и трансформируется со временем тем заметнее и быстрее, чем больше это отношение. Максимальные напряжения на торцах имеют место в момент, когда целое число времен прохода волны вдоль стержня совпадает со временем одного из экстремумов на периодической кривой. Наиболее нагруженным оказывается закрепленный торец стержня. Длительность удара зависит только от соотношения масс и не зависит от скорости соударения V_0 . Из графиков на рис.1 видно, что максимум напряжений может реализоваться и за пределом времени до первой смены знака напряжений (момент отскока ударника), так как разрывные кривые с течением времени становятся круче. С ростом μ отличия волнового и периодического решений увеличиваются, а общий уровень напряжений падает.

При использовании вместо закона Гука реологического уравнения (1) получим для напряжений дифференциальное уравнение

$$p'' + \chi(1 + \text{abs}(p)) \exp(\text{abs}(p)) p' + \frac{\mu}{1 + \mu/3} p = 0. \quad (3)$$

где $p = \alpha \sigma$, $\chi = \frac{L\sqrt{E\rho}}{\eta_0}$, штрихами обозначены производные по безразмерному времени τ .

Рассматривая стержень как систему с равномерно-распределенными параметрами, будем иметь уравнения:

$$v_0' = \frac{\mu}{1+E} p_0, \quad p'' + \chi(1 + \text{abs}(p)) \exp(\text{abs}(p)) p' - p'' = 0 \quad (4)$$

где дополнительно к принятому ранее обозначено v – V/c , V – скорость ударника, индексом “0” отмечены параметры на ударяемом торце стержня, p_0' – вторая производная по безразмерной продольной координате $\xi = x/L$.

Ниже на рис.2 кривыми 1,2 показано изменение напряжений во времени в точках $x=0$ и $x=L$. На этих же рисунках кривыми 3,4 показаны напряжения и поглощенная энергия, построенные по уравнению (3). При вычислениях использованы значения постоянных: $M=1.0\text{Kg}$, $E=2e11\text{Па}$, $\eta_0=1e11$

$\text{Па}/c$, $\rho=7.8e3\text{Kg}/\text{м}^3$, $d=5e-3\text{м}$, $L=1.0\text{м}$. Для указанных значений M , ρ , d (диаметр стержня) и L имеем $\mu \sim 0.153$.

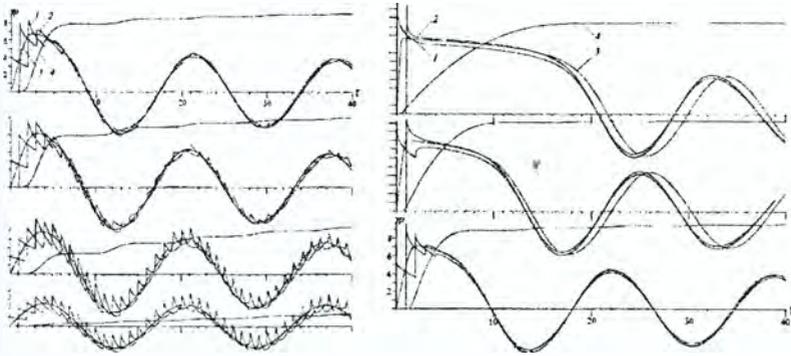


Рисунок 2 — Изменение напряжений (кривая 1— ударяемый торец, 2— закрепленный торец, 3— одномассовое решение) и поглощенная энергия (кривая 4) при скоростях соударения $V_0=0,5, 1,0, 1,5, 2,0, 2,5, 5,0, 10,0$

При небольших скоростях соударения поведение реономного материала мало отличается от упругого. С ростом V_0 отличия нарастают, — на ударяемом конце стержня пиковые напряжения непосредственно после удара все более отличаются от “идеально-упругого” значения $\sigma^{max} - \sigma_0$, длительность спада напряжений увеличивается, процессы отражений от торцов сказываются все в меньшей степени, а решение переходит в квазипериодическое с медленно нарастающим периодом. Эти особенности связаны с тем, что доля энергии, поглощаемая материалом стержня на начальном участке движения, нарастает с ростом скорости соударения V_0 .

По проведенным вычислениям видно, что наличие рассеяния энергии в реальном материале приводит к тому, что максимумы напряжений и деформаций по времени не уходят далее первой четверти периода собственных колебаний системы. При небольших скоростях удара они имеют место на закрепленном торце стержня, но переходят на ударяемый торец с возрастанием V_0 . Как идет процесс перемещения максимума, можно проследить по рис. 2. При уменьшении массы ударника кривые заметно изменяются, поглощение энергии стержнем идет медленнее. В качестве примера на рис. 3 показаны кривые напряжений и деформаций при массе ударника, равной массе стержня (остальные числовые данные приняты, как на рис. 2).

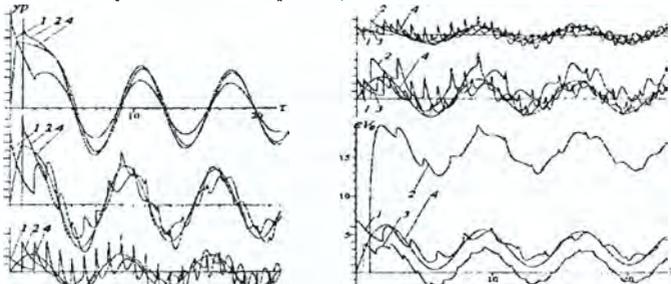


Рисунок 3 — Изменение напряжений ($V_0=1,0, 5,0, 10,0$) и деформаций ($V_0=5,0, 2,5, 1,0$) при $\mu=1$ (снизу вверх). 1— ударяемый торец, 2— закрепленный торец, 3— середина стержня, 4— одномассовое решение

С ростом скорости соударения V_0 решения по (3) и (4) сближаются, и поэтому становится возможным анализировать поведение материала, используя более простой подход по уравнению (3). К сожалению, сравнивая решения по уравнениям (3) и (4), нельзя сделать однозначного вывода о числовом соответствии одномассового решения с многомассовым хотя бы в одной точке стержня — результаты зависят от координаты точки, скорости соударения, массово-инерционных и реологических параметров.

Независимо от скорости соударения при некотором уровне η_0 имеет место переход в аperiodический режим движения, при котором отсутствует отскок ударника (рис.4). Сравнительно с колебательным режимом уровень напряжений падает, а деформаций — растет.

Комплексным параметром, определяющим характер процесса, является величина $\lambda^2 = \frac{\chi^2(1+\mu/3)}{\mu} = \frac{(1+\mu/3)LEM}{An_0^2}$. Значение $\lambda \sim 2$ может быть использовано для предварительного назначения условий проведения соответствующих технологических операций. Рассматривая $(1+\mu/3)$ как поправку, можно сказать, что переход к аperiodическому режиму зависит от параметра $\frac{LEM}{An_0^2}$. Начальная вязкость η_0 экспоненциально зависит от абсолютной температуры, поэтому именно она и определяет характер поведения материала. Однако аналогичного результата можно добиться и путем изменения массы ударника — абсолютно неупругий удар гарантировано будет иметь место при условии $M > 2 \frac{An_0^2}{LF}$ или $mM \geq (2 \frac{\eta_0}{c})^2$.

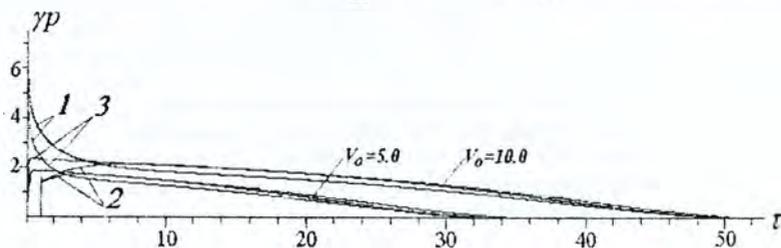


Рисунок 4 — Изменение напряжений в стержне при аperiodическом режиме для случая $\mu \sim 0.306$ ($L=2.0$). 1—ударяемый торец, 2—закреплённый торец, 3—одномассовое решение

На рис.5 показано распределение максимальных деформаций вдоль оси стержня для $T=20$. При невысоких скоростях соударения для обоих режимов характерным является достаточно равномерное распределение деформаций с некоторым повышением их уровня к закреплённому торцу. С ростом V_0 уровень деформаций возле ударяемого торца быстро нарастает как по абсолютной величине, так и относительно уровня деформаций противоположного конца стержня.

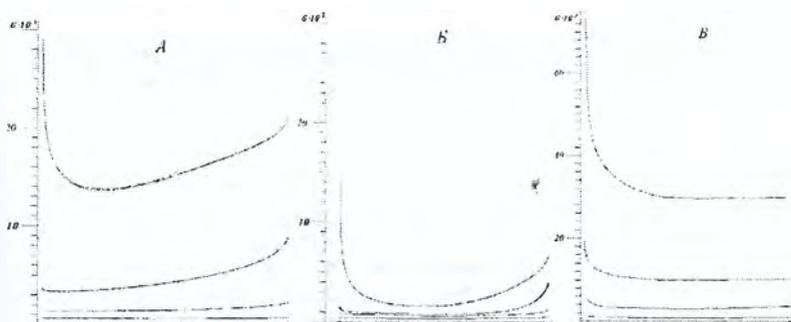


Рисунок 5 – Распределение деформаций вдоль стержня при $V_0=1.0, 2.5, 5.0, 10.0$ (снизу вверх). Расчетные параметры: А – $\mu=0.153$, Б – $\mu=1.0$, В – $\mu=0.306$; А, Б – $\eta_0=1e11$; В – $\eta_0=1e8$ (апериодический режим)

Графики $\varepsilon(\xi)$ дают представление и о характере формоизменения стержня, так как с учетом равенства нулю объемной пластической деформации имеем выражение для радиального перемещения точек поверхности стержня в виде

$$u = \frac{d}{4} \varepsilon \frac{\sigma}{E} (1 - 2\mu).$$

На рис.6 приведены графики коэффициента восстановления $k_v = |V_k/V_0|$, где V_k – скорость ударника в момент смены знака напряжений на ударяемом торце стержня. Как видим, учет инерционных свойств материала по многомассовой модели дает существенное отличие от одномассового подхода – коэффициент восстановления ограничен сверху некоторым уровнем, зависящим от соотношения масс стержня и ударника. С уменьшением вязкости материала этот предельный уровень также уменьшается.

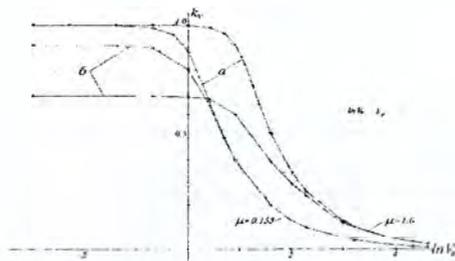


Рисунок 6 – Зависимость коэффициента восстановления от скорости соударения (а – одномассовая, б – многомассовая модель)

Заключение. Уравнение Максвелла с нелинейной вязкостью позволяет адекватно описать поведение реального упруго-пластического материала при ударе и может быть использовано для построения прогноза поведения такого материала при интенсивных динамических нагрузках.

Список цитированных источников

1. Лурье, А.И. Операционное исчисление и его приложение к задачам механики / ГИТТЛ. – М.-Л., 1951. – 432 с.
2. Кильчевский, Н.А. Динамическое контактное сжатие твердых тел. Удар. – Киев: Наукова думка, 1975. – 319 с.

НЕЛИНЕЙНЫЕ КОЛЕБАНИЯ БАЛОК ОТНОСИТЕЛЬНО ПОЛОЖЕНИЯ СТАТИЧЕСКОГО РАВНОВЕСИЯ

Щетько Н.С.

Введение. Классическая динамика сооружений, как известно, базируется на теории линейных дифференциальных уравнений и рассматривает колебания конструкций относительно ненапряженного исходного состояния. Вместе с тем, практически все материалы, используемые в несущих элементах строительных конструкций, в той или иной степени физически нелинейны, и конструкция, нагруженная постоянной нагрузкой, имеет определенный уровень напряжений в характерных сечениях [1].

Линейные колебания. Наложение динамических усилий на усилия от нагрузок, приложенных статически, может приводить к тому, что возникающие в конструкциях напряжения и деформации превышают допустимые в предположении условно-линейной области работы материала (которую можно принять для статического и динамического расчета в первом приближении).

При линейных изгибных колебаниях *вертикальных* балок положение статического равновесия будет совпадать с продольной осью (ось x) балки. Схема вертикальной балки и графиков свободных линейных колебаний приведенной массы M представлены на рисунке 1.

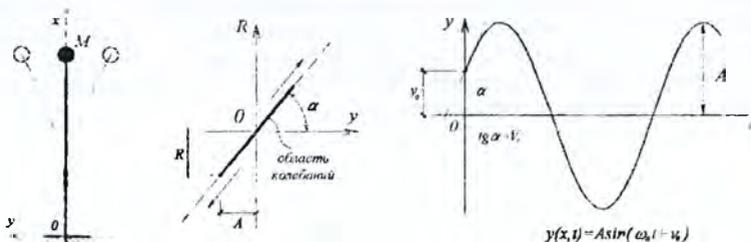


Рисунок 1 – Схема линейных колебаний вертикальной консольной балки

Линейные колебания *горизонтальных* балок будут совершаться около положения статического равновесия, т. е. относительно точки расположения приведенной массы (на расстоянии y_{cm} от горизонтальной оси). Схема горизонтальной балки, сил, действующих на балку, и графиков свободных линейных колебаний приведенной массы M представлены на рисунке 2.

Уравнение свободных линейных колебаний приведенной массы M горизонтальной балки

$$M \frac{d^2(y + y_{cm})}{dt^2} + R(y + y_{cm}) = Mg \quad (1)$$

после преобразования, с учетом $Mg = R(y_{cm})$, сводится к известному однородному уравнению:

$$M \ddot{y} + R(y_{cm})y = 0 \quad (2)$$

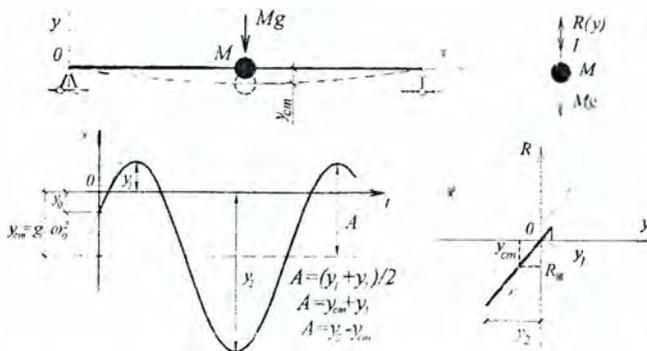


Рисунок 2 – Схема линейных колебаний горизонтальной свободно опертой балки

Таким образом, статический прогиб не входит в дифференциальное уравнение движения, если движение рассматривать от состояния статического равновесия, и линейные решения для частот свободных колебаний вертикальных и горизонтальных балок будут равны между собой.

Нелинейные колебания. При нелинейных изгибных колебаниях *вертикальных* балок положение статического равновесия будет также совпадать с продольной осью (ось x) балки. Схема вертикальной балки и график свободных нелинейных колебаний приведенной массы M представлены на рисунке 3.

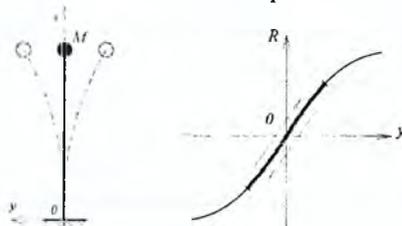


Рисунок 3 – Схема нелинейных колебаний вертикальной консольной балки

В случае нелинейных колебаний горизонтальных балок расстояние от горизонтальной оси опор до оси колебаний $z = y + y_{cm}$ (рисунок 4) приведенной массы M определится из решения нелинейного уравнения

$$\frac{R}{M} z - \beta z^3 = g \quad (3)$$

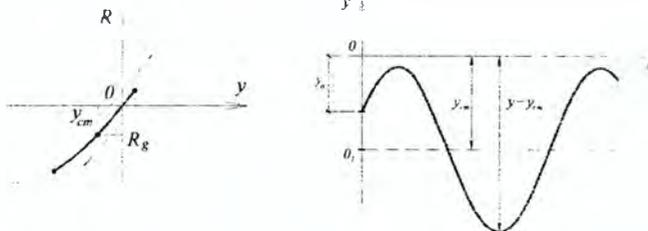


Рисунок 4 – Схема нелинейных колебаний горизонтальной свободно опертой балки

Статический прогиб входит в нелинейное дифференциальное уравнение движения, значит, будет входить и в решение (период, амплитуду). Причем y_{cm} одного порядка с y . Наличие Mg в уравнении колебаний смещает ось колебаний на y_{cm} и меняет амплитуду и период нелинейных колебаний по сравнению с колебаниями вертикального стержня.

Для динамического расчета балок из физически-нелинейного материала с конечным числом степеней свободы автором предложена оригинальная методика, позволяющая определить законы движения всех колеблющихся масс на балке [2].

В качестве примера применения предложенной методики решим задачу определения закона нелинейных колебаний балки постоянного поперечного сечения с двумя степенями свободы относительно положения статического равновесия (рисунок 5).

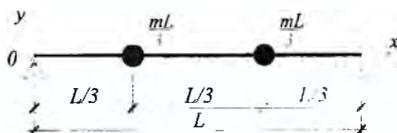


Рисунок 5 – Шарнирно опертая балка с двумя степенями свободы

Уравнение движения рассматриваемой балки примем в следующем виде:

$$y(x,t) = A_1(t) \sin \frac{\pi x}{L} + A_2(t) \sin \frac{2\pi x}{L}. \quad (4)$$

Тогда уравнение колебаний каждой из масс с учетом (1) запишется как:

$$\begin{aligned} -M_1 \left[\sin \frac{\pi x}{L} A_1(t) + \sin \frac{2\pi x}{L} A_2(t) \right] + \left[\alpha_{11} \frac{\partial U}{\partial A_1(t)} + \alpha_{21} \frac{\partial U}{\partial A_2(t)} \right] &= M_1 g, \\ -M_2 \left[\sin \frac{\pi x}{L} A_1(t) + \sin \frac{2\pi x}{L} A_2(t) \right] + \left[\alpha_{12} \frac{\partial U}{\partial A_1(t)} + \alpha_{22} \frac{\partial U}{\partial A_2(t)} \right] &= M_2 g. \end{aligned} \quad (5)$$

Потенциальная энергия балки при ее изгибе по форме $y(x,t)$ определится выражением:

$$U = \frac{1}{2} \int_0^L \left(EI \frac{d^2 y(x,t)}{dx^2} \right)^2 dx. \quad (6)$$

После вычисления интеграла (6) для прямоугольной формы поперечного сечения с размерами $b \times h$ и нелинейного соотношения «напряжение – деформация» в виде кубической параболы

$$\sigma(\varepsilon) = E\varepsilon - \frac{4}{27} \frac{E^3}{\sigma_{\text{lim}}} \varepsilon^3, \quad (7)$$

получена зависимость:

$$U = -\frac{bEh^3\pi^4}{5760L^7\sigma_{\text{lim}}} (-120L^4\sigma_{\text{lim}}^2 A_1^2 + E^2 h^2 \pi^4 A_1^4 + 64(-30L^4\sigma_{\text{lim}}^2 + E^2 h^2 \pi^4 A_1^2) A_2^2 + 256E^2 h^2 \pi^4 A_2^4). \quad (8)$$

Запишем уравнения для определения перемещений точек расположения масс:

$$Y_1 = A_1 \frac{\sqrt{3}}{2} + A_2 \frac{\sqrt{3}}{2}, \quad Y_2 = A_1 \frac{\sqrt{3}}{2} - A_2 \frac{\sqrt{3}}{2}. \quad (9)$$

и решим их относительно A_1, A_2

$$A_1 = \frac{Y_1 + Y_2}{\sqrt{3}}, A_2 = \frac{Y_1 - Y_2}{\sqrt{3}} \quad (10)$$

Тогда нелинейная сила упругости балки в местах расположения масс определится по формулам [3]:

$$\begin{aligned} R_1 &= \frac{\partial U}{\partial Y_1} = \frac{\partial U}{\partial A_1} \frac{\partial A_1}{\partial Y_1} + \frac{\partial U}{\partial A_2} \frac{\partial A_2}{\partial Y_1} = \frac{1}{\sqrt{3}} \frac{\partial U}{\partial A_1} + \frac{1}{\sqrt{3}} \frac{\partial U}{\partial A_2}, \\ R_2 &= \frac{\partial U}{\partial Y_2} = \frac{\partial U}{\partial A_1} \frac{\partial A_1}{\partial Y_2} + \frac{\partial U}{\partial A_2} \frac{\partial A_2}{\partial Y_2} = \frac{1}{\sqrt{3}} \frac{\partial U}{\partial A_1} - \frac{1}{\sqrt{3}} \frac{\partial U}{\partial A_2}, \end{aligned} \quad (11)$$

либо, после вычисления (11) с учетом (8), (9) и (10), по формулам

$$\begin{aligned} R_1 &= \frac{bEh^3\pi^4 \left(E^2 h^2 \pi^4 (-321Y_1^3 + 765Y_1^2 Y_2 + 255Y_2^3) + 180L^4 (17Y_1 - 15Y_2) \sigma_{lim}^2 \right)}{12960L^7 \sigma_{lim}^2}, \\ R_2 &= \frac{bEh^3\pi^4 \left(E^2 h^2 \pi^4 (-321Y_1^3 + 765Y_1^2 Y_2 + 255Y_2^3) + 180L^4 (17Y_1 - 15Y_2) \sigma_{lim}^2 \right)}{12960L^7 \sigma_{lim}^2} \end{aligned} \quad (12)$$

По формулам (4) – (12) для балки, представленной на рисунке 5, при $E_{ред} = 3,5 \cdot 10^{10}$ Па, $\sigma_{lim} = 2 \cdot 10^7$ Па, $b = 0,5$ м, $h = 0,22$ м, $L = 6$ м получены силы нелинейной упругости и построены графики колебаний масс (рисунок 6).



Рисунок 6 – Графики колебаний точек расположения масс на свободно опертой балке при $y_1(0) = 0,01$ м; $y_2(0) = 0,015$ м; $V_1(0) = 1$ м/сек; $V_2(0) = 2$ м/сек.
а) колебания первой массы б) колебания второй массы

Численные исследования и построение графиков выполнены с использованием средств символьной математики и компьютерной алгебры Mathematica [4].

Заключение. В работе предложены новая методика динамического расчета балок из физически нелинейного материала с конечным числом степеней свободы, позволяющая определить законы движения всех колеблющихся масс на балке.

Список цитированных источников

1. Агапов, В.П. О влиянии статических нагрузок на частоты и формы собственных колебаний шарнирно-стержневых систем / В.П. Агапов, А.В. Стрелин, В.А. Коротков // Строительная механика и расчет сооружений. – 1983. – № 5. – С. 43–46.
2. Босаков, С.В. Нелинейные колебания однопролетных балок / С.В. Босаков, Н.С. Щетько // Проблемы современного бетона и железобетона: сборник трудов. В 2 ч. / М.Ф. Марковский (отв. ред.) [и др.] – Минск: Стринко, 2007. – Ч. 1. – С. 77–95.
3. Камке, Э. Справочник по обыкновенным дифференциальным уравнениям / Э. Камке. – 6-е изд. – М.: Наука, 1976. – 576 с.
4. Кулешов, А.А. Уравнения математической физики в системе Mathematica / А.А. Кулешов. – Мн.: БГУ, 2004. – 294 с.

ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ УСТОЙЧИВОСТИ СТЕРЖНЕЙ ПЕРЕМЕННОЙ ЖЁСТКОСТИ

Баранчик А.В., Баешко С.И.

Введение. Основной задачей строительного комплекса Республики Беларусь является наиболее полное обеспечение потребностей населения и народного хозяйства в высокоэффективной строительной продукции, сокращение сроков и стоимости строительства, снижение энергоёмкости и материальных затрат, повышение качества и конкурентоспособности продукции, а также уровня обеспечения внутреннего рынка республики строительными материалами (изделиями, конструкциями) отечественного производства.

Для решения данной задачи предусматриваются создание новых и модернизация действующих производственных мощностей, совершенствование проектирования и внедрение прогрессивных решений и технологий, выпуск материалов и изделий с повышенными потребительскими свойствами, расширение экспортного потенциала строительной продукции, активизация привлечения в сферу строительства инвестиций, повышающих загрузку производственных мощностей, и эффективное их использование.

В гражданском строительстве наиболее перспективной является технология монолитного домостроения. При использовании технологии монолитного строительства получаются одни из самых надежных и долговечных зданий. Кроме того, данная технология возведения зданий незаменима при строительстве в сейсмически активных районах. Достоинствами такой технологии строительства являются возможность возведение зданий со свободной планировкой помещений, а также сооружений с большими пролетами и необходимой высотой потолка. Возможность создания любых криволинейных форм расширяет разнообразие архитектурных решений при проектировании уникальных зданий. Стены, выполненные по монолитной технологии, практически не имеют швов, поэтому не возникает проблем со стыками и их заделкой. При качественной опалубке и хорошем исполнении такие стены намного сокращают объем работ при подготовке помещений к внутренней отделке.

Технология монолитного строительства пришла к нам из Европы, где просчитывается экономическая целесообразность каждого проекта, учитывается не только стоимость строительных материалов, но и стоимость работ и связанные с этим затраты. Монолитное домостроение, по сравнению со сборным, является более дешёвым. При такой технологии становится дешевле рабочая сила, трудозатраты осуществляются один раз.

В связи с этим стоит отдельно выделить преимущества монолитного строительства перед другими технологиями возведения зданий и сооружений.

Современное монолитное строительство немислимо без балочно-стоечной системы опалубки. Основу которой составляют опорные башни из телескопических стоек для устройства монолитного перекрытия, позволяющие легко наращивать опорную систему по высоте от 3 до 5 м. Телескопические стойки совместно с ригельными балками обеспечивают статическую устойчивость и безопасность проведения опалубочных работ.

Таким образом, вопрос устойчивости стойки-стержня переменной жёсткости имеет большое значение.

Устойчивость телескопической стойки-стержня переменной жесткости. Теоретические исследования

Рассмотрим стойку, конструктивное решение которой показано на рис. 1.

Материал стержней телескопической стойки – Ст3.

Рассмотрим работу данной конструкции при условии, что материал стойки работает в упругой стадии, а $D_{в(н)} = d_{в(н)}$, т.е. в узле А (рис. 1) нет зазора.

Примем расчётную схему стойки в соответствии с рисунком 1.

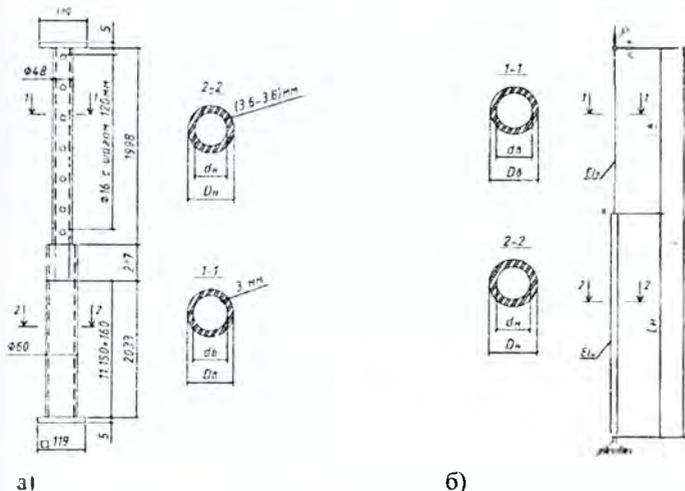


Рисунок 1 – Конструктивное решение рассматриваемой телескопической стойки (а), расчётная схема телескопической стойки (начальное положение) (б)

Для рассматриваемой стойки имеем:

$$\frac{EI_n}{EI_b} = \frac{E\pi D_n^4(1-\alpha_n^4)}{64} + \frac{E\pi D_n^4(1-\alpha_n^4)}{64} = \left(\frac{D_n}{D_b}\right)^4 \times \left(\frac{1-\alpha_n^4}{1-\alpha_b^4}\right) = M \quad (1.1)$$

или $EI_n = MEI_b$, при $\alpha_n = \frac{d_n}{D_n}$; $\alpha_b = \frac{d_b}{D_b}$ или $M=2,413$ (см. рис. 1)

При небольшом искривлении стержней в момент потери устойчивости стойки примет форму, показанную на рисунке 2.

Тогда для верхнего участка ($0 < Z < l_0$) дифференциальное уравнение изогнутой оси стержня на этом участке:

$$EI_n y_n'' + P y_n = 0, \quad (1.2)$$

а для нижнего участка стержня ($l_0 < Z < l_0 + l_n$) – соответствующее дифференциальное уравнение имеет вид:

$$MEI_n y_n'' + P y_n = 0 \quad (1.3)$$

Обозначим $\frac{P}{MEI_n} = k^2$, тогда получаем дифференциальные уравнения (1.2)

и (1.3) в следующем виде:

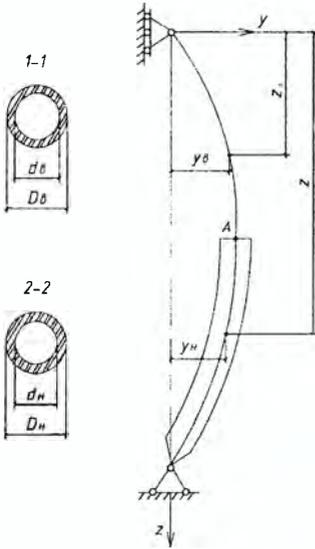
$$y_n'' + Mk^2 y_n = 0 \quad (1.4)$$

$$y_n'' + k^2 y_n = 0 \quad (1.5)$$

Общее решение этих дифференциальных уравнений представляется в виде:

$$y_b = C_1 \sin(\sqrt{M})kz + C_2 \cos(\sqrt{M})kz = 0 \quad (1.6)$$

$$y_n = C_3 \sin kz + C_4 \cos kz = 0 \quad (1.7)$$



- Имея граничные условия:
- 1) При $z=0$ прогиб $y_b=0$, из уравнения (1.7), следует что $C_2=0$;
 - 2) При $z=l_b$ перемещения $y_b=y_n$ и углы поворота $y_b'=y_n'$;
 - 3) При $z=l$ прогиб $y_n=0$.

Рисунок 2 – Расчётная схема телескопической стойки (деформированное состояние)

Из условия (2) имеем:

$$2a) y_b=y_n \text{ или } C_1 \sin(\sqrt{M})kl_b = C_3 \sin kl_b + C_4 \cos kl_b = 0; \quad (1.8)$$

$$2б) y_b=y_n \text{ или } C_1 \cos(\sqrt{M})kl_b = C_3 \cos kl_b - C_4 \sin kl_b = 0 \quad (1.9)$$

$$\text{Из условия (3) имеем: } C_3 \sin kl = C_4 \cos kl = 0 \quad (1.10)$$

Составим систему уравнений, используя (1.8, 1.9, 1.10):

$$\left. \begin{aligned} C_1 \sin(\sqrt{M})kl_b - C_3 \sin kl_b + C_4 \cos kl_b &= 0 \\ C_1 \cos(\sqrt{M})kl_b - C_3 \cos kl_b + C_4 \sin kl_b &= 0 \\ C_3 \sin kl + C_4 \cos kl &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (1.11)$$

Система уравнений (1.11) имеет решение при равенстве определителя этой системы уравнений нулю:

$$\begin{vmatrix} \sin(\sqrt{M})kl_b & -\sin kl_b & -\cos kl_b \\ \cos(\sqrt{M})kl_b & -\cos kl_b & -\sin kl_b \\ 0 & \sin kl & \cos kl \end{vmatrix} = 0 \quad (1.12)$$

Раскрываем определитель:

$$\begin{aligned} & (-1)^{l+1} \sin(\sqrt{M}) \kappa l_b \left| \frac{-\cos \kappa l_b}{\sin \kappa l} \frac{\sin \kappa l_b}{-\cos \kappa l} \right| + (-1)^{2+l} \sqrt{M} \cos(\sqrt{M}) \kappa l_b \left| \frac{-\sin \kappa l_b}{\sin \kappa l} \frac{-\cos \kappa l_b}{\cos \kappa l} \right| = \\ & = \sin(\sqrt{M}) \kappa l_b (-\cos \kappa l_b \cos \kappa l - \sin \kappa l_b \sin \kappa l) - \sqrt{M} \cos(\sqrt{M}) \kappa l_b (-\sin \kappa l_b \cos \kappa l + \\ & + \cos \kappa l_b \sin \kappa l) = \sin(\sqrt{M}) \kappa l_b [\cos(\kappa l_b - \kappa l)] - \sqrt{M} \cos(\sqrt{M}) \kappa l_b [-\sin(\kappa l_b - \kappa l)] = \\ & = -\sin(\sqrt{M}) \kappa l_b \cos \kappa l_b - \sqrt{M} \cos(\sqrt{M}) \kappa l_b \sin \kappa l_b = 0; \end{aligned}$$

Отсюда получаем при $M=2,412$ и $\sqrt{M}=1,553$:

$$\sin 1,553 \kappa l_b \cos \kappa l_b - 1,553 \cos 1,553 \kappa l_b \sin \kappa l_b = 0 \quad (1.13)$$

Согласно рис. 1 $1 \leq n = l_n / l_b \leq 16$.

В рабочее положение верхнюю стойку выдвигают до $l_b = 1250-1400$ мм; т.е. при $n = 1,605-1,450$.

Принимая $n = 1,553$ упростим выражение (1.13):

$$\sin 1,553 \kappa l_b \cos \kappa l_b - 1,553 \cos 1,553 \kappa l_b \sin \kappa l_b = 0$$

$$\text{С учётом } \frac{1}{2} \sin 2 \times 1,553 \kappa l_b - 1,553 \sin 2 \times 1,553 \kappa l_b = 0$$

$$\text{Откуда } \sin 2 \times 1,553 \kappa l_b = 0,5 \sin 2 \times 1,553 \kappa l_b = \pi$$

$$\text{Тогда } \kappa = \frac{\pi}{2 \times 1,553 \kappa l_b}; P_{кр} = \kappa^2 M E I_b = \frac{\pi^2 M E I_b}{(2 \times 1,553)^2 l_b^2} = \frac{2,471 I_b}{l_b^2} \quad (1.14)$$

Для рассматриваемого стержня (рис. 3) имеем:

$$l_b = (125-140) \text{ см}; E = 2,1 \times 10^6 \text{ кг/см}^2; I_b = \frac{3,14 \times 4,8^4}{64} \left[1 - \left(\frac{4,5}{4,8} \right)^4 \right] = 5,925 \text{ см}^4;$$

$$P_{кр} = \frac{2,472 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 5,925}{(125 \div 140)^2 l_b^2} = (1,57 \cdot 10^{-3} \div 1,97 \cdot 10^{-3}) \cdot 10^6 \text{ кгс} = (1570 \div 1970) \text{ кгс}.$$



Рисунок 3 – Рассматриваемая телескопическая стойка переменной жёсткости

Таким образом, при упругой работе телескопической стойки переменной жёсткости имеем: $P_{кр}^{уп} = (1570 \div 1970) \text{ кгс}$.

При упругопластической работе: $P_{кр}^{уп} < P_{кр}^{уп}$.

Заключение. Рассмотренная теоретическая модель позволяет определить критическую нагрузку на стойку при упругой работе и отсутствие зазоров в узле А.

Для определения грузоподъемности стойки целесообразно воспользоваться графиком зависимости $P_{кр} = f(l_0)$, решив уравнение (1.14) при различных значениях l_0 .

Список цитированных источников

1. Стальные конструкции. Нормы проектирования: СНиП II-23-81*. – Введ. 14.08.1981. – Москва: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.
2. Вольмир. А.С. Устойчивость деформируемых систем/ Вольмир А.С. – Москва: Наука, 1967. – 984 с.
3. Смешко, Н.К. Строительная механика. Учебник для вузов/ Смешко Н.К. – Изд. 2-е, доп. – Москва: Высшая школа, 1972. – 488 с.
4. Снитко, Н.К. Строительная механика. Учебник для вузов/ Снитко Н.К. – Изд. 3-е, перераб. – Москва: Высшая школа, 1980. – 431 с.
5. Ovarlez, G. Roussel, N. A physical model for the prediction of lateral stress exerted by self compacting concrete on formwork / G. Ovarlez, N. Roussel // [Electronic resource] / RILEM. The International Union of Laboratories and Experts in Construction Materials. Systems and Structures – EU, 2006. – Режим доступа: <http://www.rilem.net>. – Дата доступа: 26.02.2009.

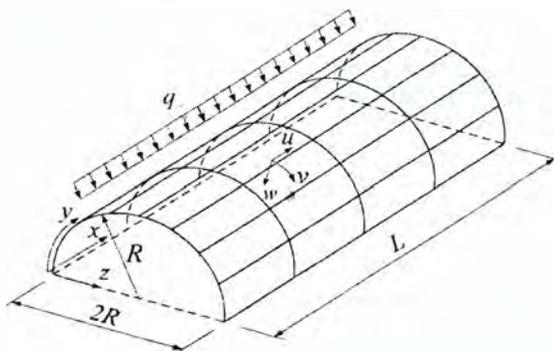
УДК 539.3

ОБ УСТОЙЧИВОСТИ ТОНКИХ ПОДКРЕПЛЁННЫХ ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ ПОКРЫТИЙ ПРИ ВНЕШНЕМ ДАВЛЕНИИ

Игнатов А.Ю., Игнатьев В. И.

Введение. Подкрепленные цилиндрические оболочечные покрытия являются достаточно эффективными сооружениями и широко применяются при строительстве ангаров, складов и т. п. В процессе эксплуатации они подвергаются действию нагрузок, которые создают внешнее давление на покрытия. При этом несущая способность таких оболочечных покрытий чаще всего определяется их устойчивостью.

Постановка задачи. Рассматривается подкрепленное цилиндрическое покрытие длиной L , представляющее собой систему, состоящую из оболочки (тонкой многослойной обшивки) и жёстко с ней соединённых по линиям контакта продольных (стрингеры) и кольцевых (шпангоуты) ребер (рис. 1). Криволинейная ортогональная система координат выбрана так, что координатные ли-



нии x и y совпадают с линиями главных кривизн срединной поверхности обшивки (радиусом R). Положение произвольных точек оболочки (ребер), не лежащих в координатной (срединной) поверхности, определяется третьей координатой z , нормальной к линиям $x = const$, $y = const$ и направленной к центру кривизны обшивки.

Рисунок 1

Предполагается, что рёбра одного направления имеют одинаковые упругие и геометрические характеристики и равномерно размещены по обшивке вдоль направлений координатных линий x, y ; что края (плоскости концов) стрингеров, как и края обшивки, лежат в одной координатной плоскости yz .

Обшивка имеет постоянную толщину h и собрана из m однородных ортотропных [1] слоёв также постоянной толщины t_s , симметрично расположенных относительно её срединной поверхности. Предполагается, что слои при деформации остаются упругими и работают совместно без скольжения и что главные направления упругости в каждой точке каждого слоя обшивки совпадают с направлениями координатных линий.

Принимается, что расчёт обшивки может быть выполнен с использованием линейной теории тонких упругих оболочек [2], основанной на сдвиговой модели типа Тимошенко [3], а для расчёта рёбер (одномерных стержней) применима теория криволинейных стержней с учётом деформаций сдвига. Учитываются дискретность расположения рёбер и их несимметричность относительно обшивки [4]. При этом гипотеза прямолинейного недеформируемого элемента принимается справедливой как для всего пакета слоёв, так и в целом для системы «обшивка-ребро» (в местах наличия рёбер). В результате все характеристики деформаций и перемещений каждого слоя и рёбер получаются из элементов геометрии оболочки, перемещений срединной поверхности и углов поперечного сдвига в срединной поверхности оболочки.

Докритическое состояние оболочки считается безмоментным [5].

Решение задачи устойчивости выполняется энергетическим методом. Выражение полной потенциальной энергии системы через перемещения срединной поверхности оболочки получено в [6] и записывается в виде:

$$\begin{aligned}
 \mathfrak{E} = & \frac{1}{2} \int_0^L \int_0^{2\pi} \left\{ C_1 \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 + 2C_{12} \frac{\partial u}{\partial x} \left(\frac{\partial v}{\partial y} - \frac{w}{R} \right) + C_{22} \left(\frac{\partial v}{\partial y} - \frac{w}{R} \right)^2 + \right. \\
 & + C_{ss} \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right)^2 + D_1 \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)^2 + 2D_{12} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + D_{22} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)^2 + \\
 & + 4D_{xy} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right)^2 + k_n C_{55} \psi_1^2 + k_0 C_{44} \psi_2^2 + D_{11} \left[\left(\frac{\partial \psi_1}{\partial x} \right)^2 - 2 \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \frac{\partial \psi_1}{\partial x} \right] - \\
 & - 2D_{12} \left[\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \frac{\partial \psi_2}{\partial y} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \frac{\partial \psi_1}{\partial x} - \frac{\partial \psi_1}{\partial x} \frac{\partial \psi_2}{\partial y} \right] + D_{22} \left[\left(\frac{\partial \psi_2}{\partial y} \right)^2 - 2 \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \frac{\partial \psi_2}{\partial y} \right] + \\
 & + D_{xy} \left[-4 \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \left(\frac{\partial \psi_1}{\partial y} + \frac{\partial \psi_2}{\partial x} \right) + \left(\frac{\partial \psi_1}{\partial y} - \frac{\partial \psi_2}{\partial x} \right)^2 \right] + \\
 & + \sigma_s h \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \frac{w}{R} \right) w \Bigg\} dx dy + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^m \int_0^L \left\{ E_c A_c \left[\frac{\partial u}{\partial x} + h \left(-\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial \psi_1}{\partial x} \right) \right]^2 + \right.
 \end{aligned} \tag{1}$$

$$\begin{aligned}
& + k_c G_c A_c \psi_1 + E_c J_y \left(\frac{\partial \psi_1}{\partial x} - \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) + G_c J_{крс} \left(- \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right) \Big|_{y=y_i} dx + \\
& + \frac{1}{2} \sum_{j=1}^k \int_0^{\pi R} \left[E_{ш} A_{ш} \left[\frac{\partial v}{\partial y} + h_u \left(- \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \frac{\partial \psi_2}{\partial y} \right) - \frac{w}{R} \right] + k_{ш} G_{ш} A_{ш} \psi_2 \right. \\
& + E_{ш} J_{шш} \left(\frac{\partial \psi_2}{\partial y} - \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} - \frac{w}{R^2} \right) + G_{ш} J_{кpv} \left[\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} + \frac{1}{R} \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{h_u}{R} \left(- \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} - \frac{\partial \psi_1}{\partial y} \right) \right] + \\
& \left. + \sigma_y A_{ш} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \frac{w}{R^2} \right) w \right]_{r=r} dy.
\end{aligned}$$

Здесь обозначено: u, v, w – перемещения точек срединной поверхности в направлениях осей x, y, z ; ψ_1 и ψ_2 – углы сдвига, то есть углы поворота прямолинейного отрезка по отношению к нормали к деформированной срединной поверхности соответственно по направлениям осей x и y в результате сдвига; k_c – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения касательных напряжений по толщине обшивки; C_{jk}, D_{jk} – жёсткости обшивки, определяемые выражениями

$$C_{jk} = 2 \left[B_{jk}^{m_c+1} h_{m_c+1} + \sum_{s=1}^m B_{jk}^s (h_s - h_{s+1}) \right]; D_{jk} = 2 \left[B_{jk}^{m_c+1} h_{m_c+1}^3 + \sum_{s=1}^m B_{jk}^s (h_s^3 - h_{s+1}^3) \right].$$

где $B_{11}^s = \frac{E_1^s}{1 - \nu_{12}^s \nu_{21}^s}$; $B_{22}^s = \frac{E_2^s}{1 - \nu_{12}^s \nu_{21}^s}$; $B_{12}^s = B_{21}^s = - \frac{\nu_{12}^s E_1^s}{1 - \nu_{12}^s \nu_{21}^s}$.

$B_{44}^s = G_{23}^s$; $B_{55}^s = G_{13}^s$; $B_{66}^s = G_{12}^s$; E_1^s, E_2^s – модули Юнга для материала s -го слоя обшивки соответственно по направлениям x и y ; $G_{23}^s, G_{13}^s, G_{12}^s$ – модули сдвига материала s -того слоя обшивки, характеризующие изменение углов между главными направлениями y и z, x и z, x и y соответственно; ν_{12}^s, ν_{21}^s – коэффициенты Пуассона материала s -того слоя обшивки; $k_c, k_{ш}$ – коэффициенты, учитывающие неравномерность распределения касательных напряжений по высоте сечений стрингеров и шпангоутов; E_c, G_c и $E_{ш}, G_{ш}$ – модули упругости и сдвига материалов стрингеров и шпангоутов; $A_c, J_{yc}, J_{крс}$ и $A_{ш}, J_{шш}, J_{кpv}$ – площади поперечных сечений, моменты инерции и кручения сечений соответственно стрингеров и шпангоутов; k, k_i – число стрингеров и шпангоутов; $h_c, h_{ш}$ – эксцентриситеты стрингеров и шпангоутов.

Радиальные напряжения в покрытии в докритическом состоянии определяются выражением [6]

$$\sigma_y = k_{ш} q \frac{R}{h}, \quad (2)$$

где $k_{ш} = 1 / \left(1 + \frac{A_{ш}}{h l_{ш}} \right)$.

Определение критических напряжений на основе энергетического метода связано с выбором аппроксимирующих выражений для функций перемещений, описывающих деформированное состояние подкрепленного оболочечного покрытия при потере устойчивости и удовлетворяющих граничным условиям его опирания. Будем считать, что обеспечены условия шарнирного опирания и что до потери устойчивости оболочка сохраняет свою первоначальную (цилиндрическую) форму.

Расположив начало координат в торце покрытия (рис. 1), примем выражения для аппроксимирующих функций перемещений в виде:

$$\begin{aligned} u &= a_{mn} \cos \frac{m\pi x}{L} \sin \frac{ny}{R}; \\ v &= b_{mn} \sin \frac{m\pi x}{L} \sin \frac{ny}{R}; \\ w &= c_{mn} \sin \frac{m\pi x}{L} \sin \frac{ny}{R}; \\ \psi_1 &= d_{mn} \cos \frac{m\pi x}{L} \sin \frac{ny}{R}; \\ \psi_2 &= e_{mn} \sin \frac{m\pi x}{L} \cos \frac{ny}{R}, \end{aligned} \quad (3)$$

где m, n – число полуволн вдоль образующей (вдоль оси x) и окружности обшивки (вдоль криволинейной оси y); $a_{mn}, b_{mn}, c_{mn}, d_{mn}, e_{mn}$ – неизвестные константы, соответствующие данному волнообразованию.

Подставляя аппроксимирующие функции перемещений (3) в выражения полной потенциальной энергии (1) и применяя к ней условие минимума энергии, получим систему разрешающих уравнений для определения критических нагрузок в виде:

$$\begin{cases} K_{11} \cdot a_{mn} + K_{12} \cdot b_{mn} + K_{13} \cdot c_{mn} + K_{14} \cdot d_{mn} + K_{15} \cdot e_{mn} = 0; \\ K_{21} \cdot a_{mn} + K_{22} \cdot b_{mn} + K_{23} \cdot c_{mn} + K_{24} \cdot d_{mn} + K_{25} \cdot e_{mn} = 0; \\ K_{31} \cdot a_{mn} + K_{32} \cdot b_{mn} + K_{33} \cdot c_{mn} + K_{34} \cdot d_{mn} + K_{35} \cdot e_{mn} = 0; \\ K_{41} \cdot a_{mn} + K_{42} \cdot b_{mn} + K_{43} \cdot c_{mn} + K_{44} \cdot d_{mn} + K_{45} \cdot e_{mn} = 0; \\ K_{51} \cdot a_{mn} + K_{52} \cdot b_{mn} + K_{53} \cdot c_{mn} + K_{54} \cdot d_{mn} + K_{55} \cdot e_{mn} = 0, \end{cases} \quad (4)$$

где введены обозначения:

$$\begin{aligned} K_{11} &= \frac{\pi}{4LR^5} \left[C_{66} I^2 n^2 R^4 + C_{11} m^2 \pi^2 R^6 + 2G_{uw} J_{krw} Ln^2 \sum_{j=1}^{k_1} \cos^2 \left(\frac{\pi m}{L} x_j \right) + \right. \\ &\left. + 2A_c E_c m^2 \pi R^5 \sum_{j=1}^{k_1} \sin^2 \left(\frac{\pi m}{L} x_j \right) \right]; \quad K_{13} = K_{31} = \frac{m\pi^2}{4L^2 R^4} \left[C_{12} L^2 R^4 - \right. \\ &\left. - 2G_{uw} J_{krw} Ln^2 (h_w - R) \sum_{j=1}^{k_1} \cos^2 \left(\frac{\pi m}{L} x_j \right) - 2A_c E_c h_c m^2 \pi R^4 \sum_{i=1}^k \sin^2 \left(\frac{n}{R} y_i \right) \right]; \\ K_{14} = K_{41} &= \frac{\pi}{2LR^4} \left[G_{uw} h_{uw} J_{krw} Ln \sum_{j=1}^{k_1} \cos^2 \left(\frac{\pi m}{L} x_j \right) + A_c E_c h_c m^2 \pi R^4 \sum_{i=1}^k \sin^2 \left(\frac{n}{R} y_i \right) \right]; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
K_{12} = K_{21} = 0; \quad K_{22} &= \frac{\pi}{4LR} \left[C_{22} L^2 n^2 + C_{44} m^2 \pi^2 R^2 + 2A_u E_u L n^2 \sum_{j=1}^k \sin^2 \left(\frac{\pi m}{L} x_j \right) \right]; \\
K_{33} &= \frac{\pi}{4L^2 R^3} \left[D_{22} L^4 n^4 + R^2 (C_{22} L^4 + 2(D_{12} + 2D_{66}) L^2 m^2 n^2 \pi^2 + D_{11} m^4 \pi^4 R^2) + \right. \\
&\quad \left. + hL^4 \pi R^2 (1 - n^2)^2 \sigma_y + 2G_u J_{krw} L m^2 n^2 \pi^3 (h_u - R)^2 \sum_{j=1}^k \cos^2 \left(\frac{\pi m}{L} x_j \right) \right]; \\
&\quad + 2L (E_u J_{xu} (n^2 - 1)^2 + E_u A_u h_u^2 n^2 - A_u R^2 (n^2 - 1) \sigma_y) \sum_{j=1}^k \sin^2 \left(\frac{\pi m}{L} x_j \right) + \\
&\quad + 2G_c J_{spc} L^2 m^2 n^2 \pi R \sum_{i=1}^k \sin^2 \left(\frac{n}{R} y_i \right) + 2E_c m^4 \pi^3 R^3 (A_c h_c^2 + J_{yc}) \sum_{i=1}^k \sin^2 \left(\frac{n}{R} y_i \right); \\
K_{23} = K_{32} = 0; \quad K_{34} = K_{43} &= -\frac{m\pi}{4L^2 R^3} \left[(D_{12} + 2D_{66}) L^2 n^2 R^2 + D_{11} m^2 \pi^2 R^4 + \right. \\
&\quad \left. + 2G_u h_u J_{krw} L n^2 (h_u - R) \sum_{j=1}^k \cos^2 \left(\frac{\pi m}{L} x_j \right) + 2E_c m^2 \pi R^3 (A_c h_c^2 + J_{yc}) \sum_{i=1}^k \sin^2 \left(\frac{n}{R} y_i \right) \right]; \\
K_{13} = K_{31} = 0; \quad K_{35} = K_{53} &= -\frac{n\pi}{4LR^2} \left[D_{22} L^2 n^2 + (D_{12} + 2D_{66}) m^2 \pi^2 R^2 + \right. \\
&\quad \left. + 2E_u L (J_{xu} (n^2 - 1) + A_u h_u^2 n^2) \sum_{j=1}^k \sin^2 \left(\frac{m\pi}{L} x_j \right) \right]; \quad K_{24} = K_{42} = 0; \\
K_{44} &= \frac{1}{4LR^3} \left[D_{66} L^2 n^2 \pi R^2 + \pi R^4 (C_{35} k_o L^2 + D_{11} m^2 \pi^2) + 2G_u h_u^2 J_{krw} L n^2 \pi \sum_{j=1}^k \cos^2 \left(\frac{m\pi}{L} x_j \right) + \right. \\
&\quad \left. + 2R (A_c G_c k_c L^2 + E_c m^2 \pi^2 (A_c h_c^2 + J_{yc})) \sum_{i=1}^k \sin^2 \left(\frac{n}{R} y_i \right) \right]; \quad K_{25} = K_{52} = 0; \\
K_{45} = K_{54} &= \frac{1}{8} (D_{12} + 2D_{66}) m n \pi^2; \quad K_{55} = \frac{\pi}{4LR} \left[D_{22} L^2 n^2 + \right. \\
&\quad \left. + R^2 (C_{44} k_o L^2 + D_{11} m^4 \pi^2) + 2L (E_u n^2 (A_u h_u^2 + J_{xu}) + A_u G_u k_u R^2) \sum_{j=1}^k \sin^2 \left(\frac{m\pi}{L} x_j \right) \right].
\end{aligned}$$

Приравняв определитель системы уравнений (4) к нулю, определим для покрытия критическое значение внешнего давления $q_{кр}$, выполнив минимизацию полученного выражения по параметрам волнообразования m, n .

Заключение. В статье обсуждается решение задачи устойчивости тонких подкрепленных цилиндрических покрытий при внешнем давлении. Представлена постановка задачи расчета на устойчивость, приведено выражение полной потенциальной энергии ребристого покрытия в перемещениях, приняты аппроксимирующие функции для перемещений, получено выражение потенциальной энергии через параметры аппроксимации. Для получения разрешающих уравнений используется условие минимума энергии по параметрам перемещений. Критическая нагрузка определяется минимизацией определителя системы уравнений по параметрам волнообразования.

Список цитированных источников

1. Амбарцумян, С.А. Общая теория анизотропных оболочек. – М.: Наука, 1974. – 446 с.
2. Власов, В.З. Общая теория оболочек и её приложения в технике. – М.: Гостехиздат 1949 – 784 с.
3. Вольмир, А.С. Нелинейная динамика пластинок и оболочек. – М.: Наука, 1972. – 432 с.
4. Методы расчета оболочек: в 5 т. – Т. 2: Теория ребристых оболочек / И.Я. Амиро, В.А. Заруцкий – К.: Наукова думка, 1980. – 368 с.
5. Тимошенко, С.П. Устойчивость упругих систем. – М-Л.: Гостехиздат, 1946. – 532 с.
6. Игнатов, А.Ю. К расчету тонких подкрепленных цилиндрических покрытий на устойчивость при внешнем давлении / А.Ю. Игнатов, В.И. Игнапок // Вестник БрГТУ. – 2009. – № 1: Строительство и архитектура. – С. 15–19.

УДК 624.042:519.21

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВЕРОЯТНОСТИ НЕРАЗРУШЕНИЯ СТАТИЧЕСКИ НЕОПРЕДЕЛИМОЙ СИСТЕМЫ

Моргун Т.И., Трепачко В.М.

Введение. В настоящее время является общепризнанным, что поведение реальных конструкций обусловлено взаимодействием ряда факторов случайной (стохастической) природы. Поэтому обоснованный подход к определению надежности и долговечности конструкций возможен только с позиций вероятностных методов.

Определить вероятность неразрушения (надежность) статически неопределимой системы, представленной на рисунке 1.

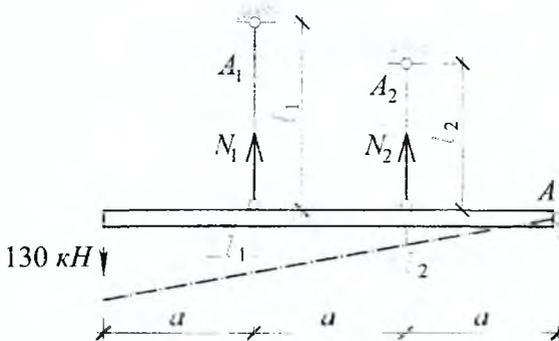


Рисунок 1 – Расчетная схема статически неопределимой системы

Постановка задачи. В качестве исходных данных приняты: площади поперечных сечений стержней – $A_1 = 6 \text{ см}^2$, $A_2 = 10 \text{ см}^2$; длины стержней – $l_1 = 1.5 \text{ м}$, $l_2 = 1 \text{ м}$; расстояние $a = 1 \text{ м}$.

Действующая на систему нагрузка и геометрические размеры – детерминированы, прочность всех элементов случайна, независима и распределена одинаково по нормальному закону.

В качестве материала элементов принята сталь С245, предел текучести которой согласно [1] составляет $R_y = 240 \text{ МПа}$.

Математическое ожидание предела текучести – $R_y=260$ МПа; стандарт (среднеквадратическое отклонение) – $\sigma(R_y)=25$ МПа.

При определении надежности системы принято, что разрыв стержней происходит хрупко, а динамический эффект хрупкого разрушения не учитывается. При этом система не разрушится в трех случаях:

- а) не разрушатся оба стержня (1 и 2) – вероятность этого P_a ;
- б) разрушится стержень 1, но не разрушится стержень 2 – вероятность события P_b ;
- в) разрушится стержень 2, но не разрушится стержень 1 – вероятность этого события P_c .

Определение вероятности неразрушения. Для определения вероятности неразрушения системы выполним следующую последовательность действий:

1. Для каждого из этих случаев определяем усилия в стержнях и соответствующие напряжения.

Для случая (а) составим одно уравнение равновесия (сумму моментов относительно опоры А, см. рис. 1):

$$\Sigma M_A = -130 \cdot 3a + N_1 \cdot 2a + N_2 \cdot a = 0 \quad (1)$$

и одно геометрическое уравнение:

$$\frac{\Delta l_1}{2a} = \frac{\Delta l_2}{a} \quad (2)$$

По закону Гука $\Delta l_1 = \frac{N_1 l_1}{EA_1}$, $\Delta l_2 = \frac{N_2 l_2}{EA_2}$, тогда с учетом уравнения (2)

$$N_1 = \frac{N_2 l_2 \cdot 2A_1}{A_2 \cdot l_1} \quad (3)$$

Подставляя (3) в уравнение равновесия (1), получим

$$N_2 \cdot \frac{N_1 \cdot 3A_2}{4A_1 l_2 + A_2 l_1} = \frac{3 \cdot 130 \cdot 10 \cdot 1.5}{4 \cdot 6 \cdot 1 + 10 \cdot 1.5} = 150 \text{ (кН)}, \quad (4)$$

тогда

$$N_1 = \frac{150 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 6}{10 \cdot 1.5} = 120 \text{ (кН)}. \quad (5)$$

Вычислим напряжения в стержнях 1 и 2:

$$\sigma_1^a = \frac{N_1}{A_1} = \frac{120 \cdot 10^3}{6 \cdot 10^{-4}} = 200 \text{ (МПа)}, \quad (6)$$

$$\sigma_2^a = \frac{N_2}{A_2} = \frac{150 \cdot 10^3}{10^{-3}} = 150 \text{ (МПа)}. \quad (7)$$

Для случая (б) при хрупком обрыве стержня 1 ($N_1 = 0$) из уравнения (1) определяем, что усилие в оставшемся стержне $N_2 = \frac{N \cdot 3a}{a} = 390$ (кН) и напряже-

ние $\sigma_2^b = \frac{N_2}{A_2} = \frac{390 \cdot 10^3}{10^{-3}} = 390$ (МПа).

Для случая (в) при хрупком обрыве стержня 2 из уравнения (1) определяем усилие в оставшемся стержне $N_1 = \frac{N \cdot 3a}{2a} = 195$ (кН) и напряжение

$$\sigma_1^* = \frac{N_1}{A_1} = \frac{195 \cdot 10^3}{6 \cdot 10^{-4}} = 325 \text{ (МПа)}.$$

2. Определяем вероятности неразрушения системы для каждого из случаев.

Случай (а)

$$P_a = (1 - P_1(\sigma_1^*)) \cdot (1 - P_2(\sigma_2^*)), \quad (8)$$

где $P_1(\sigma_1^*)$, $P_2(\sigma_2^*)$ – вероятности разрушения стержня 1 (т.е. вероятность того, что предел текучести окажется меньше возникающего напряжения σ_i) и стержня 2 соответственно;

$(1 - P_1(\sigma_1^*))$ – вероятность неразрушения стержня 1;

$(1 - P_2(\sigma_2^*))$ – вероятность неразрушения стержня 2, при условии, что стержень 1 не разрушился.

Подставляя полученные значения и используя табличные значения для функции $\Phi(z)$ [2], входящей в интеграл вероятности Гаусса, получим

$$\begin{aligned} P_a &= (1 - P_1(200)) \cdot (1 - P_2(150)) = \left(1 - \left(\frac{1}{2} + \Phi\left(\frac{200 - 260}{25}\right) \right) \right) \times \\ &\times \left(1 - \left(\frac{1}{2} + \Phi\left(\frac{150 - 260}{25}\right) \right) \right) = \left(\frac{1}{2} + \Phi(2.4) \right) \left(\frac{1}{2} + \Phi(4.4) \right) = \\ &= (0.5 + 0.4918)(0.5 + 0.499991) \approx 0.992. \end{aligned} \quad (9)$$

Случай (б)

$$P_b = P_1(\sigma_1^*) \cdot (1 - P_2(\sigma_2^*)), \quad (10)$$

где $(1 - P_2(\sigma_2^*))$ – вероятность неразрушения стержня 2, при условии, что стержень 1 разрушился.

Подставляя полученные значения, получим

$$\begin{aligned} P_b &= P_1(200) \cdot (1 - P_2(390)) = \left(\frac{1}{2} - \Phi(2.4) \right) \cdot \left(1 - \left(\frac{1}{2} + \Phi\left(\frac{390 - 260}{25}\right) \right) \right) = \\ &= (0.5 - 0.4918)(0.5 + \Phi(5.2)) = 2 \cdot 10^{-9}. \end{aligned} \quad (11)$$

Случай (в)

$$P_v = P_2(\sigma_2^*) \cdot (1 - P_1(\sigma_1^*)), \quad (12)$$

где $(1 - P_1(\sigma_1^*))$ – вероятность не разрушения стержня 1, при условии, что стержень 2 разрушился.

Подставляя полученные значения, получим

$$P_v = P_2(150) \cdot (1 - P(325)) = \left(\frac{1}{2} - \Phi(4.4) \right) \cdot \left(\frac{1}{2} - \Phi(2.6) \right) = 2.5 \cdot 10^{-8}. \quad (13)$$

3. Определяем вероятность не разрушения всей системы (события (а), (б), (в) – несовместны).

Используя полученные значения (9), (11), (13), определяем вероятность по формуле [3]

$$P = P_a + P_b + P_v = 0.992 + 2 \cdot 10^{-9} + 25 \cdot 10^{-9} \approx 0.992. \quad (14)$$

Значения двух последних слагаемых очень малы, поэтому с достаточной степенью точности можно сказать, что статическая неопределенность в данной системе почти не увеличивает ее надежность. Однако при дальнейшем увеличении степени статической неопределенности надежность системы существенно возрастет.

На рисунках 2–4 показаны зависимости надежности заданной системы от внешней нагрузки (см. рис. 2), от предела текучести R_y (см. рис. 3) и от стандарта $\sigma(R_y)$ (см. рис. 4).



Рисунок 2 – Зависимость надежности системы от внешней нагрузки



Рисунок 3 – Зависимость надежности системы от предела текучести R_y



Рисунок 4 – Зависимость надежности системы от стандарта $\sigma(R_y)$

Анализируя представленные графики, можно сделать следующие выводы о надежности системы.

Заключение. 1. Максимальная надежность данной системы наблюдается при выравнивании напряжений в стержнях, т.е. при $l_1 / l_2 = 2$.

2. При увеличении разброса прочности $\sigma(R_y)$ увеличивается разброс воспринимаемой нагрузки (кривая зависимости надежности от нагрузки становится более полой).

Список цитированных источников

1. СНиП II-23-81* Стальные конструкции. Нормы проектирования. – Введ. 1982–01–01. – М.: Изд-во стандартов, 1991. – V, 125 с.: ил.
2. Болотин, В.В. Методы теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений / В.В. Болотин – М.: Стройиздат, 1981. – 351 с.
3. Капур, К. Надежность и проектирование систем / К. Капур, Л. Ламберсон – М.: Мир, 1980. – 604 с.

УДК 624.042:519.21

ОЦЕНКА ВЕРОЯТНОСТИ НЕРАЗРУШЕНИЯ СТАТИЧЕСКИ ОПРЕДЕЛИМОЙ ФЕРМЫ

Завадский А.С., Трепачко В.М.

Введение. Обычный детерминистический подход к расчету конструкций состоит из двух этапов:

- 1) вычисляются напряжения, деформации и перемещения в конструкциях, подверженных действию внешних нагрузок (эта задача решается методами строительной механики, теории упругости, теории пластичности и т.д.);
- 2) вычисленные величины сопоставляются с нормативно допустимыми значениями (при этом решаются задачи надежности, долговечности и экономичности конструкций).

Однако реальная система и ее условия эксплуатации отличаются от идеализированной системы и условий, рассматриваемых на стадии проектирования. Фак-

тически напряжения, деформации и перемещения являются случайными величинами из-за случайного характера внешних воздействий, прочностных и др. внешних условий. Поэтому надежность конструкции может быть определена с привлечением методов математической и статистической теории вероятностей, по которым имеется довольно обширный список литературы.

Постановка задачи. Обобщая исследования, проводимые ранее известными учеными, можно констатировать, что в зависимости от назначения системы и условий ее эксплуатации понятие «надежность» включает следующие основные свойства: 1) безотказность; 2) долговечность; 3) ремонтпригодность; 4) сохраняемость и любые их сочетания.

Задачи расчета на надежность состоят в определении вероятности выхода конструкции из строя в заданных условиях, нахождении по заданной экономической целесообразной надежности требуемых размеров конструкции, допустимых нагрузок или оптимального срока эксплуатации, а также оценки надежности системы по имеющимся оценкам надежности составляющих ее элементов и другие.

Цель работы – определить вероятность неразрушения (надежность) статически определимой фермы.

Расчет выполняется на примере металлической статически определимой фермы (рисунок 1).

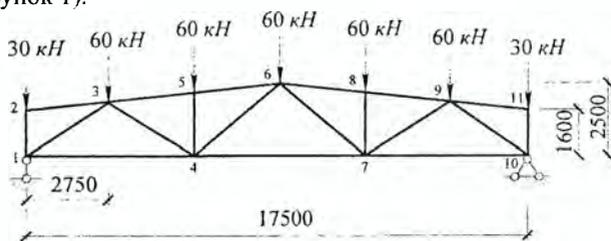


Рисунок 1 – Расчетная схема фермы

Исходные данные. Действующая на ферму нагрузка и ее геометрические размеры – детерминированы, прочность всех стержней случайна, независима и распределена одинаково по нормальному закону.

В качестве материала элементов принята сталь С245, предел текучести которой согласно [1] составляет $R_y=240$ МПа. Математическое ожидание предела текучести – $R_y=260$ МПа. Примем в качестве стандарта (среднеквадратического отклонения) – $\sigma(R_y)=20$ МПа.

Процедура расчета. В процессе расчета выполнено следующее.

На 1 этапе способом сечений определены усилия в элементах фермы (значения усилий приведены в графе 2 таблицы).

На 2 этапе подобраны размеры поперечного сечения в виде парных уголков [2], при этом одновременно осуществлялась унификация элементов (профили подобранного сечения приведены в графе 3 таблицы, а площади поперечных сечений – в графе 4 таблицы).

На 3 этапе согласно [1] найдены напряжения в элементах фермы (графа 5 таблицы).

В 6-й графе таблицы приведены величины предельных напряжений, вычисленные с учетом коэффициентов условий работы γ_c и надежности по нагрузке γ_n [1].

На 4 этапе определялись вероятности разрушения каждого элемента фермы.

Таблица – К определению вероятности разрушения элементов фермы

Элемент	Расчетное усилие кН	Унифицированное сечение	Площадь А, см ²	Напряжение σ, МПа	$R_y \frac{\sigma}{\gamma_n}$	Вероятности разрушения	
1	2	3	4	5	6	7	
ВП	3-5	-316.0	2L100x7	25.6	-220.4	228	0.024
	5-6	-316.0		25.6	-220.4		0.024
НП	1-4	232.2	2L75x5	14.78	157.2		0
	4-7	313.2		14.78	212.1		0.008
Ст	1-2	-30.0	2L50x5	9.6	-84.2		0
	4-5	-60.8		9.6	-141.5		0
Р	1-3	-313.8	2L90x6	21.2	-221.3		0.026
	3-4	148.2	2L50x5	9.6	154.3		0
	4-6	-30.7	2L63x5	12.26	-104.4		0

Примечание:

ВП – верхний пояс; НП – нижний пояс; Ст – стойки; Р – раскосы; стержень 2-3 является нулевым стержнем и в таблице не приводится

Функция распределения прочности элементов:

$$P(\sigma) = \frac{1}{\sigma \sqrt{R_y} \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\sigma} \exp \left[-\frac{(\sigma - R_y)^2}{2\sigma^2 (R_y)} \right] d\sigma,$$

где σ – напряжение в стержне.

Значение $P(\sigma)$ – есть вероятность того, что случайный предел текучести R_y будет меньше действующего напряжения σ , т.е. вероятность разрушения.

Через интеграл вероятности Гаусса

$$P(\sigma) = \frac{1}{2} + \Phi \left(\frac{\sigma - R_y}{\sigma(R_y)} \right)$$

определены вероятности разрушения каждого стержня. Значения функции $\Phi(z)$ определялись с использованием специальных таблиц [3].

Покажем вычисление вероятностей разрушения для некоторых стержней.

Стержень 3-5:

$$P(220.4) = \frac{1}{2} + \Phi \left(\frac{220.4 - 260}{20} \right) = \frac{1}{2} + \Phi(-1.98) = \frac{1}{2} - \Phi(1.98) = 0.5 - 0.476 = 0.024.$$

Стержень 1-4:

$$P(157.2) = \frac{1}{2} + \Phi \left(\frac{157.2 - 260}{20} \right) = \frac{1}{2} + \Phi(-5.15) = 0.5 - 0.5 = 0.$$

Стержень 4-7:

$$P(212.1) = \frac{1}{2} + \Phi \left(\frac{212.1 - 260}{20} \right) = \frac{1}{2} + \Phi(-2.4) = 0.5 - 0.492 = 0.008.$$

Стержень 4-5:

$$P(141.5) = \frac{1}{2} + \Phi \left(\frac{141.5 - 260}{20} \right) = \frac{1}{2} + \Phi(-5.95) = 0.5 - 0.5 = 0;$$

Стержень 1-3:

$$P(221.3) = \frac{1}{2} + \Phi\left(\frac{221.3 - 260}{20}\right) = \frac{1}{2} + \Phi(-1.95) = 0.5 - 0.474 = 0.026.$$

В остальных стержнях $P(\sigma) \approx 0$.

На 5 этапе определялась вероятность неразрушения фермы целиком.

Заданная ферма является статически определимой – она образована путем последовательного соединения элементов. В таких случаях разрушение происходит по наиболее слабому из них. Вероятность неразрушения фермы определяется по формуле:

$$1 - P_c(\sigma) = \prod_{i=1}^n [1 - P_i(\sigma)] = (1 - 0.0239)^4 \cdot (1 - 0.0082) \cdot (1 - 0.0256)^2 = 0.8548.$$

Заключение. 1. Заданная ферма (см. рис. 1) обладает надежностью 0.8548 в случае действия максимальных нагрузок, вероятность появления которых невелика, поэтому действительная надежность фермы больше.

2. В реальности ферма не является статически определимой системой и появление в стержне напряжения равного пределу текучести еще не ведет к разрушению этого стержня.

3. Приведенная последовательность определения вероятности не разрушения фермы может быть использована в практических расчетах для любой статически определимой стержневой системы.

Список цитированных источников

1. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции. Нормы проектирования – Введ. 1982–01–01 – М.: Изд-во стандартов, 1991. – V, 125 с : ил.
2. ГОСТ 8509-93. Уголки стальные горячекатаные равнополочные. Сортамент. – Взамен ГОСТ 8509-86; введ. 1997–01–01. – Минск: Межгос. совет по стандартизации, метрологии и сертификации. – М.: Изд-во стандартов, сор. 1997. – 4 с.
3. Болотин, В.В. Методы теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений / В.В. Болотин – М.: Стройиздат, 1981. – 351 с.

ПРОБЛЕМЫ СОВРЕМЕННОЙ АРХИТЕКТУРЫ И ГРАДОСТРОИТЕЛЬСТВА. ЭНЕРГОСБЕРЕЖЕНИЕ В СТРОИТЕЛЬНОЙ ОТРАСЛИ

УДК 72.031. (476.7)

ИССЛЕДОВАНИЕ СИСТЕМ ПЛАНИРОВОЧНЫХ РЕШЕНИЙ В НАРОДНОЙ АРХИТЕКТУРЕ ЗАПАДНОГО ПОЛЕСЬЯ

Сергачев С.А.

Введение. Итоги изучения наследия региональных школ народного зодчества Беларуси позволяют на основе накопления значительного объема аналитических результатов приступить к использованию новых методик, ориентированных на синтезирующие методы научных исследований. Народное зодчество белорусского Западного Полесья, характеризуется разнообразным фактическим материалом в виде объектов деревянного зодчества самых разных исторических периодов, различных исторических формаций и типологической принадлежности. Сохранившиеся объекты историко-культурного наследия, а также итоги натурных обследований сооружений, не дошедших до нашего времени, могут стать источником новых знаний о традиционных решениях белорусской архитектуры, о взаимосвязях архитектурно-строительной культуры белорусов и соседних народов. Например, никогда не выполнялся сравнительный анализ закономерностей построения планировочных и объемных структур объектов деревянного зодчества, причем с учетом использования строителями разных систем мер длины, которые официально и неофициально применялись в разные исторические периоды.

Натурные обследования. Натурное обследование памятников деревянной архитектуры, проводившееся в 1960-70-е гг., позволило выявить некоторые закономерности построения планировочных структур культовых сооружений [1; 89, 109], хотя преобладали лишь типологические особенности сооружений и не учитывались особенности технологии строительных работ. Последующее обследование церквей, как вошедших в архитектуроведческую литературу (Степанки, Большие Сехновичи, Дивин, Дятловичи, Доброславка и др.), так и сооружений с пока неизвестной историей строительства (Чемеры I, Бородичи, Огородники, Киселевцы и др.), сделало возможным получение новых результатов, раскрывающих закономерности построения архитектурной формы древними мастерами.

Анализ материалов натурального обследования позволяет сделать предположение, что при строительстве монументальных сооружений, в возведении которых в большей мере участвовали профессиональные строители, параметры зданий определялись и закреплялись в договорах или в контрактах, которые заключались между заказчиком и строителями.

В культовой архитектуре размеры зданий в плане предопределялись параметрами основных помещений, которые считал необходимыми получить заказчик (в некоторых церквях обшивка стен в интерьере изменяла первоначальные размеры).

Обмеры показывают (Табл. 1), что в церквях XVII – XVIII вв. эти параметры стремились обозначить целыми числами мер длины, использовавшимися в Великом княжестве Литовском. 1 Сажень = 3 локтям = 24 цалям. Как части локтя использовались также прэнцик = 0,75 локтя (48,7 см) и стопа = 0,5 локтя (32,5 см). В переводе на десятичную систему измерений: 1 сажень = 194, 82 см, 1 локоть = 64,96 см, 1 цаль = 2,7 см. Эти меры, как и все меры длин древнейшего периода у всех народов, были антропологического происхождения. Сажень – расстояние между концами широко разведенных рук. Локоть равнялся 2 пямям, а это было расстояние меж-

ду концами вытянутых большого и среднего пальцев руки. Продолжали применять эти меры достаточно долго, вплоть до 1880-х годов, особенно при строительстве в периферийных районах, несмотря на то, что с XIX в. на территории современного Западного Полесья Беларуси, расширялось использование общегосударственных, русских мер длины: 1 сажень (213,36 см) = 3 аршинам (71,12 см).

Таблица 1 – Размеры основных помещений церквей (длина x ширина)
1 сажень = 3 локтя

Местонахождение	Бабинiec	Зал	Апсида
Односрубные			
Лисовчицы Каменецкого р-на, 1612 г ?	—	12,33 x 10,33	—
Дмитровици Каменецкого р-на, 1786 г.	—	27x15	—
Андроново Кобринского района, XVIII в.	—	23,66x13,66	—
Индичи Каменецкого р-на	—	21x13	-
Рожковка Каменецкого р-на	—	25,5x13	-
Двухсрубные			
Бездеж Дрогичинского р-на, XVII в	—	25,66x18	10 x 10,33
Вавуличи Дрогичинского р-на, 1737 г.	—	15,66x12	9,66x10
Дятловичи Дрогичинского р-на, 1740 г.	—	20,5 x 13,33	11x8
Дивин (Пятницкая) Кобринского р-на, 1740 г.	—	20,66 x 14	12x8
Огово Пинского р-на, 1758 г.	—	13,33 x 12,66	9,5x6
Осовцы Дрогичинского р-на, 1758 г.	—	16,5x12	7,5x7
Воловель Дрогичинского р-на, 1760 г.	—	19x14,33	11,66x8,66
Еремичи Горбанка Кобринского р-на,	—	17x13	9x8
Вылазы Пинского р-на, 1787 г.	—	12x8	5,5 x 7,5
Попина Дрогичинского р-на, 1810 г.	—	18,5x10,5	8x7
Трехсрубные			
Доропеевичи Малоритского р-на, 1671 г.	4x6	17x9,5	6x9
Качановичи Пинского р-на, XVII в.	6,5 x 8,5	10x11	7x9
Ляховцы Малоритского р-на, 1713 г.	8x13	11,33x11,33	7x8
Черняково Березовского р-на, 1725 г.	5,66 x 9,33	12,33x11,66	8x9
Большие Сехновичи Жабинковского р-на, 1727 г.	6x6	15,5x12	9,5 x 6,66
Доброславка Пинского р-на, 1758 г.	7x8	18x9,5	5 x 4,66
Мисятичи Пинского р-на, 1794 г.	7x8 1/3	11x9 2/3	8x6
Хотислав Малоритского р-на	4 x 8,66	17x12	10x7,66
Городище Каменецкого р-на, XVIII в.	8x8	16x10,66	8,66 x 6,5
Бродница Ивановского р-на, 1865 г.	7x7	14x14	8x7,5
Купятичи Пинского р-на, 1867 г	6,66 x 6,33	13x13	6,33 x 6,33
Чемеры I Каменецкого р-на	6,33 x 10	12,33 x 12,33	7,33 x 7,5
Кругель Каменецкого р-на, 1799 г.	6 x 7,66	19,5 x 12,5	4,5 x 6,5
Новоселки Каменецкого р-на	7x6	16x13	6 x 7,33
Крестово-центрические			
Вуйвичи Пинского р-на, 1788 г.	10x9,33	11x20	7x8
Дивин (Пречистенская) Кобринского р-на	13x6	12,5 x 20	9,5 x 6,66
Киселевцы Кобринского р-на	7x9,5	15x22	7,66 x 7
Трехнефные			
Липники Дрогичинского р-на, 1792 г.	—	17x15	9x8
Степанки Жабинковского р-на, 1780 г.	7,66x12	18,5 x 15	9,66 x 7,5

Обращает внимание то, что размер ширины проема, соединявшего апсиду с залом, часто, примерно в половине объектов, выражен в целых числах. Возможно, это специально оговаривалось со строителями для того, чтобы была возможность заранее заказать изготовление алтаря в униатской церкви или иконостаса в православном храме и обеспечить этим их изготовление параллельно с общестроительными работами. Обычно такие работы выполняли столяры, резчики, позолотчики и живописцы, которых могло не быть в том населенном пункте, где шло строительство храма. Но впоследствии изготовленное изделие без проблем устанавливали в оставленном для этого проеме. Такой прием применяли как при использовании мер длины XVI – XVIII вв. (локоть), так и мер длины XIX – начала XX вв. (аршин). Следует учитывать также, что церкви XVII – XVIII вв. были униатскими, поэтому нередко алтарь, следуя канонам католических храмов, устанавливался вплотную к задней стене апсиды. Такая церковь получала цельное пространство интерьера, не разделенное иконостасом.

Деление длины храма на отрезки, занимаемые бабинцем, залом и апсидой, различается в разных церквях. Но отчетливо прослеживается, стремление даже при дробных отдельных размерах, к целому числу в определении общей (суммарной) длины внутреннего пространства храма: Чемеры ($6,33 + 12,33 + 7,33 = 26$ локтей), Черняково ($5,66 + 12,33 + 8 = 26$), Кругель ($4,5 + 19,5 + 6 = 30$) и др.

Продольные размеры зала, как правило, преобладали над поперечными. Это было важнейшим принципом формирования односрубных храмов: Индичи - $1,6 : 1$, Андроново - $1,73 : 1$, Дмитровичи - $1,8 : 1$, Рожковка - $1,96 : 1$, Леликово Кобринского р-на (XVIII в.) - $2,66 : 1$. Это содействовало устранению перспективного сокращения пространства и зрительно увеличивало зал. Во многих сооружениях это соотношение близкое $1:1$ и обычно выявляется достаточно отчетливо: от $1,3 : 1$ до $1,53 : 1$ в двухсрубных храмах, которые в какой-то мере претендуют больше на выявление объемности формы, а не на ее протяженности.

В трехсрубных храмах продольно-осевая композиция заявлена самой постановкой трех срубов по одной оси. Поэтому заметное превалирование длины зала над шириной (до $1,78 : 1$ и Доропеевичах, хотя первоначально эта церковь была односрубной, и даже до $1,89 : 1$ в Доброславке) становится естественным средством развития основной идеи композиции.

Исключение — крестово-центрические структуры, в которых поперечный размер зала больше его длины, причем значительно больше. Вуйвичи - $1:1,81$, Дивин - $1:1,6$, Киселевцы - $1:1,46$. Но здесь перед строителями именно и стояла такая задача — создать сооружение, в котором его крестообразный характер композиции был выявлен самым очевидным образом.

Параметры внутренних пространств многих каменных сооружений Западного Полесья также были определены целыми числами мер. Костел (теперь церковь) в Буховичах Кобринского района (1676 г.) имеет зал длиной 28 локтей, ширину 15 локтей. В костеле в Субботах Дрогичинского района (1797 г.) — длина зала 32 локтя, ширина — 15. Это также подтверждает ранее высказанные положения о том, что монументальная каменная архитектура Полесья представляла собой единое целое с традиционным деревянным строительством [2; 78].

Характер перестройки церквей в XIX в. в полной мере выявляется с помощью соотношения размеров зданий с мерами длин, ранее действовавшими, и теми, которые начали использоваться в этот период. В большинстве уже стоявшие храмы получали пристройки перед главным входом в виде притворов, с возведенными над ними колокольнями. Все новые пристроенные в этот период части церквей выполнены с использованием меры длины в 1 сажень, равную 3 аршинам.

К церкви в Больших Сехновичах Жабинковского р-на (1740 г.) был пристроен тамбур размерами 4x4 аршина. К церкви в Олтуше Малоритского района (1783 г.) был пристроен тамбур размерами 8x8 аршин и колокольня – 13x8 аршин при общей длине старой части церкви в 40 локтей (бабинец + зал + апсида = 13 + 13,66 + 13,33). Планировочное решение церкви в Повитье Кобринского района (1914 г.) было полностью основано уже на укоренившихся в употреблении общепринятых мер: бабинец 9x9, центральный объем – 12x12, апсида – 12x9 аршин.

Тем не менее, анализ планировочных решений некоторых церквей, построенных во второй половине XIX в. (Бродница Ивановского р-на, Купятичи Пинского р-на), показывает, что строители продолжали использовать меры длин более ранних исторических периодов – локоть и литовскую сажень, а не аршин и сажень, применявшие в то время в Российской империи. Это, а также использование и других композиционных и конструктивно-технических приемов свидетельствует о том, что в период, когда строительство становилось все более регламентированным процессом и все больше осуществлялось по разработаемым проектам, в провинции народные строители продолжали ориентироваться на традиционные решения.

Аналогичный анализ планировочных решений крестьянских жилых домов не показывает столь однозначного определения размеров помещений хаты от целых показателей локтя или сажени. Есть основание полагать, что свои строения крестьянин в большинстве случаев строил сам.

Ему не надо было с кем-то договариваться о размерах будущих строений. Он эти размеры определял исходя из потребностей семьи и возможностей разместить строение на имеющемся земельном участке. Приоритет производственных функций, присущий основам формирования застройки сельских поселений, неуклонно требовал от крестьянина максимально рационального использования земельного надела, в том числе и в зоне, где размещался двор усадьбы и стояли основные постройки.

Поэтому крестьянин не столько стремился соблюсти какие-то особенные размеры внутренних пространств хаты, они, конечно же, должны были быть оптимальными, сколько то, чтобы новое строение не заняло излишне много земли, которую можно использовать для производства продукции. Это было актуально в условиях Западного Полесья, где населенные пункты сложились с давних времен, характеризовались чрезвычайно плотной застройкой и не имели резервов для расширения. Особенно остро этот вопрос возникал при постановке новой хаты, так как фронт уличной застройки был очень плотным и застройщику неизбежно приходилось тщательно учитывать наличие и размещение соседних хат, необходимость обеспечить проезд груженой телеги на территорию своего двора, а также желание обеспечить хорошее инсолирование основного – жилого помещения хаты.

Индивидуальность каждого конкретного случая строительства хаты была основой разнообразия застройки при общих композиционных и архитектурно-конструктивных приемах.⁴ И хотя в планировочных решениях сельских жилых домов нет столь прослеживаемой зависимости внутренних параметров помещений от применявшихся мер длины, следует учитывать, что "жилые дома не имели такого продолжительного срока существования, как культовые сооружения. В отличие от церквей, доступный материал по сельским жилым домам относится к концу XIX – началу XX вв., когда в обиходе уже прочно установились общепринятые системы мер того времени.

Что касается размещения храма, то участок земли, как правило, по своим параметрам был достаточен для размещения крупного объема и организации всех действий, связанных с богослужением. Поэтому и заказчик, и строители были более свободны в своих действиях и могли, в большей степени, определяя размеры будущего здания, оперировать целыми показателями общепринятых мер длины. Надо полагать, что размеры планировочных элементов храма, прежде всего зала, определялись численностью прихожан.

В связи с этим следует обратить внимание на выявление закономерностей формирования в целом композиции храма. Ведь строители, конечно же, имели заданные заказчиком и размеры высоты внутренних пространств храма. Им предстояло обеспечить их выполнение, учитывая место размещения церкви, просматриваемость ее с основных направлений обзора, толщину стен и последующей обязательной обшивки, предложить оптимальную высоту церкви, пропорциональные соотношения объемов и частей, членение ее завершений и т.д.

Заключение. 1. При всех различиях размеров длины апсиды и зала заметно стремление к целому числу в определении общей (суммарной) длины внутреннего пространства храма. В униатской церкви иконостаса не было, что неизбежно обеспечивало целостность интерьера. Для усиления этого впечатления и для улучшения восприятия алтаря, который находился у самой стены в глубине апсиды, часто использовался прием широкого раскрытия пространства апсиды в зал. Это обеспечивалось трехгранной формой плана апсиды с полным совпадением размеров ширины апсиды и зала (Леликово, Остров, Лисовцы, Пески и др.) или с минимальным их различием (Сюлки Каменецкого р-на, Вавуличи, Доропеевичи и др.).

2. Размеры проема, соединяющего зал и апсиду, значительно чаще, чем размеры зала, определялись целыми числами мер длины. Размеры апсид в разных церквях в большей мере имеют согласованный характер по своим параметрам, чем размеры зала. Размеры зала определялись исходя из численности прихожан, которая была в разных населенных пунктах разной, в то время как размеры апсиды от этого показателя не зависели.

3. Широко, несмотря на господствовавшую в системах мер длины троичную кратность, строителями применялась двоичная система исчислений и такая мера длины как "стопа", равная половине "локтя" и более технологичная.

Список цитированных источников

1. Якимович, Ю.А. Драулянае дойлідства Беларускага Палесся XVII – XIX стст. / Ю.А. Якимович – Мінск: Навука і тэхніка, 1978. – 146 с.
2. Верговський, С.В. Давні народні будівництво українського та білоруського Полісся / С.В. Верговський // Народна творчість та етнографія. – 1979. – № 2. – С. 74–80.

УДК 62.059.7

ПРИМЕНЕНИЕ СОВРЕМЕННЫХ АРХИТЕКТУРНО- КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ МАНСАРДНЫХ КРЫШ ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ

Захаркина Г.И.

Введение. Реконструкция существующих зданий является одним из путей реализации градостроительной политики. Актуальность проблемы реконструкции и модернизации жилых домов индустриальной застройки 60–80гг. возрастает с увеличением срока их эксплуатации, темпов физического и морального старения.

В настоящее время устройство мансардных этажей является одним из рациональных направлений реконструкции жилищного фонда.

Цель работы – разработка архитектурно-конструктивных решений мансардных крыш, отвечающих современным эстетическим и технико-экономическим требованиям.

Исследовательская часть. Выбор определенного способа реконструкции здания диктуется его физическим состоянием, моральным старением, расположением здания в жилом массиве, его историческим и ландшафтным окружением и, наконец, теми целями, которые предполагается решить в процессе реконструкции.

Устройство мансардных этажей как при строительстве совершенно новых объектов, так и при реконструкции существующего жилого фонда – одно из самых лучших и приемлемых по соотношению цена/качество решений жилищной проблемы.

Современная практика возведения мансард подтверждает экономическую целесообразность такого типа строительства, так как существенно снижаются, а при реконструкции существующих зданий вообще исключаются затраты на устройство фундаментов и конструкций нулевого цикла, внешних инженерных сетей и благоустройство прилегающих территорий.

Развитие техники и технологии производства работ, появление современных эффективных материалов открыли новые возможности жилищного строительства. Многие страны Центральной и Восточной Европы интенсивно и в массовом порядке осуществляли мансардное строительство, реконструируя таким образом жилье периода массового домостроения.

В 1997 г. Совет Министров Республики Беларусь принял постановление № 432 «О мерах по организации мансардного строительства» [1]. Вместе с тем опыт строительства мансард выявил ряд недостатков такого подхода к реконструкции жилья. Стоимость 1м² вновь возводимого жилья (в мансардах) в большинстве своем была выше стоимости жилой площади в новых домах. При мансардном строительстве, как правило, неэффективно используются возможности уплотнения жилой застройки, затруднено привлечение внебюджетных средств на проведение ремонтно-реконструктивных мероприятий.

Эти обстоятельства явились причиной поиска более рациональных организационно-технических и технологических решений реконструкции жилой застройки.

В мае 1998 года в Варшаве состоялся обмен опытом строительства мансардных этажей с участием специалистов этих стран, в том числе и Республики Беларусь. Эта задача, несмотря на новизну, для нашего государства достаточно перспективна, учитывая количество полносборных крупнопанельных пятиэтажных домов в Беларуси и объем жилого фонда до пяти этажей, возведённого в разные годы.

В соответствии с поручениями, изложенными в постановлении Совета Министров, в областях республики и г. Минске утверждены региональные программы строительства мансардных этажей, составившие комплексную республиканскую программу. Определены конкретные адреса надстроек (по некоторым начато проектирование), уточняются пути инвестирования строительства.

Как правило, надстройка мансардных этажей сопровождается улучшением теплотехнических свойств ограждающих конструкций существующего здания, что в конечном итоге приводит к снижению расхода тепла и экономии энергоресурсов. Для мансард применяются только высокотехнологичные, лёгкие изделия и материалы, что позволяет выполнить работы быстро, не нарушая уклад жизни в доме.

Весьма перспективным направлением в архитектуре и строительстве в предстоящие годы может также стать реконструкция общественных зданий с изменением их функционального назначения. Установлено, что, несмотря на длительный период эксплуатации (30 – 40 лет), основная масса таких зданий находится в удовлетворительном состоянии. Многие из них обладают достаточным ресурсом, и с экономической точки зрения их целесообразно сохранять и реконструировать [2].

На современном этапе концептуальной основой реконструкции жилых и общественных зданий массовой застройки являются разработка и создание высокоиндустриальных гибких технологий, которые базируются на использовании принципиально новых объемных элементов заводского производства. Такие решения позволяют превратить технологический процесс реконструкции в монтажно-сборочный цикл и многократно сократить продолжительность работ и затраты на строительство [3].

Конструкции для надстройки мансард должны обладать высоким уровнем заводской готовности, транспортной и монтажной технологичностью. То есть, для устройства мансард рекомендуется выбирать легкие конструкции и материалы, поскольку, с одной стороны, следует максимально облегчить их транспортировку на этаж, и с другой – собственный вес конструкций должен быть минимальным с учетом той нагрузки, которая будет перенесена на уже существующее здание. Это возможно, если конструкции мансардных настроек проектировать из эффективных конструкционных материалов: тонкостенного холодногнутого металлического профиля или древесины. Использование тяжелых каменных и бетонных материалов для создания мансардного этажа на реконструируемом здании не рекомендуется [3].

Основными достоинствами стальных конструкций по сравнению с конструкциями из других материалов являются надежность, легкость, индустриальность, а также простота ремонта и обслуживания. Стальные конструкции изготавливают на заводах, оснащенных специальным оборудованием, а монтаж производят с использованием высокопроизводительной техники. Все это исключает или до минимума сокращает тяжелый ручной труд. Кроме этого, металлокаркасные сверхлегкие конструкции из холоднокатаной стали позволяют повышать этажность здания без усиления фундаментов, не выселяя жильцов и не ухудшая прочностные показатели здания.

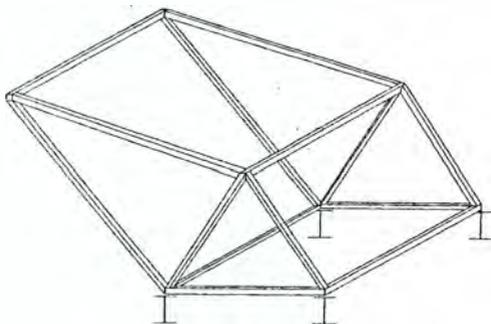
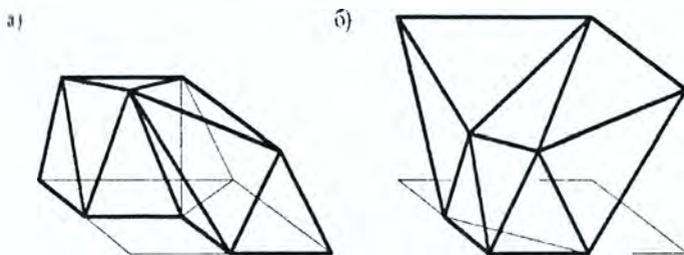


Рисунок 1 – Авторская разработка конструкции объемного структурного блока.
Патент № 4184



а – наружный доборный блок, б – внутренний доборный блок

Рисунок 2 – Авторская разработка доборных угловых объемных структурных блоков.
Патенты № 5243, № 5244

На основе проведенного анализа конструктивных решений устройства мансард предлагается конструкция объемного структурного блока (рис. 1), на заявку конструктивного решения которого получен патент [4].

Запатентованы также варианты доборных угловых внутренних и наружных объемных блоков (рис. 2) из металлопрофиля для устройства мансардного этажа в зданиях различной конфигурации [5,6,7]. Выбор того или иного варианта будет зависеть от организации системы отведения дождевых вод с кровли, от функционального назначения подкровельного пространства и от архитектурного решения фасада здания.

Объемные структурные блоки, состоят из сборных стержневых элементов, выполненных из металлического профиля, имеющего открытую или замкнутую трубчатую форму сечения. Гнутые профили производят из металлической ленты или полосы толщиной от 1 до 8 мм. По индивидуальным заказам и техническим условиям металлургических заводов можно получить гнутые профили самых разнообразных форм. Наиболее употребительны равнополочные и неравнополочные уголки, швеллеры, с-образные, зетовые, замкнутые квадратного и прямоугольного сечения, дающие экономию металла до 10 % [2].

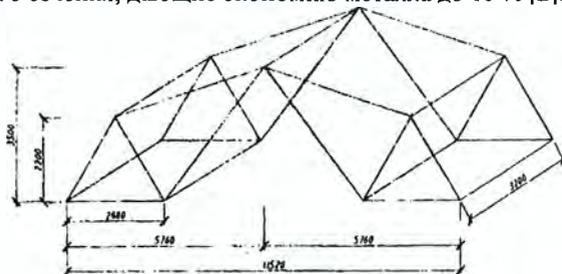


Рисунок 3 – Система, состоящая из двух объемных структурных блоков

Использование объемных структурных блоков позволяет выполнять надстройку мансарды в жилых и общественных зданиях с шириной корпуса до 12 м. Конструкция из объемных структурных блоков обеспечивает свободную планировку помещений и возможность реализации пространства помещений за счет уменьшения площади «мертвых зон», Увеличение пространства помещений зависит от изменения уклона скатов крыши. При ломаной форме ее нижней части придают кру-

той уклон, угол примерно в 60...70°, а верхней – угол в пределах 15–30°. Чем больше угол в нижней части мансарды, тем больше используемая площадь помещения. Высота жилых помещений в чистоте должна быть не менее 2,5 м.

Силуэт мансардной крыши, симметричный по своему решению, имеет характерные очертания (рис. 3). Уклоны скатов позволяют использовать различные виды традиционных и современных покрытий. Оконные проёмы можно устраивать как в нижнем, так и верхнем скатах, что даёт возможность получить разнообразие в сочетаниях глухих и остеклённых поверхностей в соответствии с дифференциацией освещения помещений мансардного этажа, причём освещение помещений будет вполне достаточным, если размер окна составляет 10 % от площади пола. К тому же расположенное в плоскости крыши окно даёт на 40 % больше света, чем вертикально расположенное того же размера. Мансардные окна, могут комбинироваться парами, группами, одно окно над другим и т.д. Комбинаторика оконных проёмов в зависимости от размеров и планировки помещений позволяет применить индивидуальный подход к дизайну интерьера.

Жёсткость и пространственное решение объемных структурных блоков обеспечивают также универсальность их применения и в других областях гражданского строительства, например, при проектировании павильонов и манежей, остановок общественного транспорта, входов в здания.

Заключение. Разработаны одноуровневые структурные объемные блоки, обеспечивающие надстройку мансард жилых и общественных зданий с шириной корпуса до 12 м. При этом габаритные размеры блоков принимаются в соответствии с шагом и пролётом несущих стен.

В результате проведенной работы можно сделать следующие выводы:

1. Благодаря применению структурных объемных блоков возможно осуществление принципа гибкой планировки мансардного этажа.
2. Проведенная оптимизация конструктивных решений объемных блоков способствует снижению расхода металла и увеличению надежности конструктивных элементов.
3. Использование комбинированных конструкций из металла, теплоизоляционных материалов и гипсокартонных плит способствует снижению общей массы конструкции, повышению тепло- и звукоизоляционных показателей.
4. Архитектурно-планировочные решения мансардных этажей из структурных объемных блоков способствуют повышению комфорта проживания и позволяют формировать выразительный современный силуэт городской застройки.

Список цитированных источников

1. Постановление № 432 от 02.05.1997 «О мерах по организации мансардного строительства». – Минск: Совет Министров Республики Беларусь, 1997. – 2 с.
2. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://inter-flat.ru>.
3. Ремонт, реконструкция и реставрация жилых и общественных зданий и сооружений: СНБ 1.04.02-02.-М.: Издат. орган. М-ва архитектуры и строительства, 2003.
4. Объемный структурный блок: пат. № 4184 Респ. Беларусь на полезную модель, Г.И. Захаркина, М.И. Чеснойт М.В. Карницкая; заявитель Полоц. гос. ун-т. – заявл. 23.07.2007; опубл. 28.02.2008 // Афишны бюл. / Нац. центр штэлектуал. уласнасц. – 2008. – № 1(60). – 201 С..
5. Архитектурно-строительный объемный структурный блок: пат. № 5243. Респ. Беларусь на полезную модель / Г.И. Захаркина, М.И. Козлова; заявитель Полоц. гос. ун-т. – заявл. 05.08.2008
6. Архитектурно-строительный объемный структурный блок: пат. № 5244. Респ. Беларусь на полезную модель / Г.И. Захаркина, М.И. Козлова; заявитель Полоц. гос. ун-т. – заявл. 05.08.2008
7. Архитектурно-строительный объемный структурный блок: пат. № 5245. Респ. Беларусь на полезную модель / Г.И. Захаркина, М.И. Козлова; заявитель Полоц. гос. ун-т. – заявл. 05.08.2008

ВОЗМОЖНОСТИ ПРИМЕНЕНИЯ ДЕРЕВЯННЫХ СЕГМЕНТНЫХ ФЕРМ В НАДСТРОЙКАХ ГРАЖДАНСКИХ ЗДАНИЙ

Платонова Р.М., Давидович А.С., Платонова М.А.

Введение. Строительство новых жилых домов – не единственный путь решения жилищной проблемы. Реконструкция и модернизация старых кварталов с «пятиэтажками», как правило, расположенных в относительной близости к центру города, имеющих развитую инфраструктуру, может предоставить городам дополнительные жилые площади. Кварталы, построенные в 60-х годах, являются собой пример низкоплотной застройки: всего до 4000 кв.м на гектар, что в 2-2,5 раза ниже застройки кварталов 80-х годов [1]. Здания некоторых типовых серий имеют запас прочности несущих конструкций зданий, что позволяет осуществлять надстройку до 7–9 этажей. Кроме того, значительные резервы территорий кварталов дают возможность увеличить плотность существующей застройки за счет пристройки дополнительных секций или застройки новыми точечными зданиями.

По расчетам специалистов – период окупаемости проекта реконструкции пятиэтажек составит примерно 10 лет, что весьма рентабельно для инвесторов [2].

Таким образом, в модернизации «хрущевских» кварталов заинтересованы все стороны. Для города – это снижение энергозатрат и, соответственно, нагрузки на коммунальный бюджет, а также частичное решение проблем очередников и обитателей ветхого и аварийного фонда. Для инвесторов – надежное вложение средств с достаточно высоким уровнем доходности. Обитатели пятиэтажек получают жилье с более высокими потребительскими качествами.

Реконструкция включает в себя следующие мероприятия, направленные на переустройство их объемно-планировочного и конструктивного решения:

- перепланировка помещений;
- усиление, частичная разборка или замена конструкций;
- надстройка дополнительных этажей;
- улучшение внешнего облика зданий;
- формирование современных интерьеров помещений.

Из этого многообразия выделим надстройку, как самый сложный и ответственный аспект реконструкции гражданских зданий.

Надстройка может осуществляться следующими способами:

- устройство мансард;
- надстройка нескольких этажей над существующим зданием;
- надстройка небольших помещений на части эксплуатируемой крыши с созданием мест для дополнительных рекреаций.

Обследования значительного количества старых зданий свидетельствуют о наличии определенного резерва их несущей способности, что позволяет выполнить надстройку без усиления существующих конструкций стен и фундаментов. В этом случае надстройка наиболее экономически целесообразна [3].

Учитывая жесткие ограничения по дополнительной нагрузке на существующие стены и фундаменты, следует стремиться к максимальному снижению массы конструкций надстраиваемых этажей.

Наиболее легкими для покрытий надстраиваемых этажей являются деревянные конструкции, которые по массе сопоставимы с аналогичными конструкциями, выполненными в металле, и в 5–7 раз легче бетонных и железобетонных. Кроме того, они обладают такими положительными качествами, как эстетическая привлекательность, экологичность и гигиеничность, высокая прочность при сравнительно небольшой плотности, химическая стойкость в некоторых агрессивных средах, легкость в обработке, возобновляемость в сырьевой базе и другие. Все это делает и сегодня применение деревянных конструкций достаточно популярным. А такие недостатки древесины как горючесть, подверженность биологическому повреждению и воздействию влаги легко устраняются с помощью современных антисептиков и антипиренов. Важным фактором для расширения области применения деревянных конструкций явилось производство клееной древесины, позволяющих перекрывать большие пролеты (до 100 м).

Наиболее широкое применение клееные деревянные конструкции (КДК) получили в США, Германии, Франции, Швейцарии, Японии, скандинавских странах. Мировой выпуск клееной древесины за 2002 г. составил 3400 тыс.куб.м. Из них 730 тыс.куб.м приходилось на США, 500 тыс.куб. м – на Японию и 2 млн. 200 тыс. – на страны Европы [4].

В Республике Беларусь в последние годы деревянные конструкции также применяются при строительстве различных объектов: спортивных залов, бассейнов, ледовых арен, рынков, складов минеральных удобрений, в надстройках и мансардах реконструируемых гражданских зданий.

Об эффективности применения КДК говорят следующие показатели: энергозатраты на обработку сырья и изготовление деревянных конструкций по сравнению с металлическими меньше в 8–10 раз, с железобетонными – в 3–4 раза [5].

В связи с этим определение наиболее экономичного решения покрытия надстроек с применением легких деревянных конструкций является актуальной задачей.

Применение деревянных сегментных ферм в надстройках гражданских зданий. С целью выбора наиболее эффективных типов металлодеревянных сегментных ферм для устройства покрытий надстроек гражданских зданий показатели материалоемкости и трудоемкости изготовления определялись в соответствии с «Методическими рекомендациями по технико-экономической оценке несущих клееных деревянных конструкций» [6].

Фермы относят к классу сквозных конструкций, в которых пояса соединены между собой не сплошной стенкой, как у балок, а решеткой, состоящей из отдельных стержней – раскосов и стоек. Фермы применяют в покрытиях гражданских зданий в тех случаях, когда балки сплошного сечения оказываются экономически невыгодными.

Для проведения технико-экономического анализа рассмотрены следующие типы сегментных ферм (рис. 1):

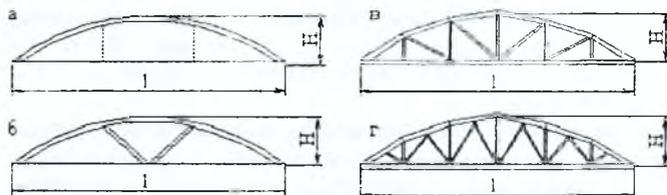
- металлодеревянные раскосные с клееным верхним поясом;
- безраскосные металлодеревянные с клееным верхним поясом;
- дощатые с соединением в узлах на металлических зубчатых пластинах (МЗП).

Шаг металлодеревянных сегментных ферм в покрытиях зданий назначают от 2 до 6 м, дощатых – от 0,5 до 2 м. Высота в середине пролета между осями поясов $H = 1/6 l - 1/8 l$ (l – пролет конструкции).

Нижним поясам ферм при изготовлении придается строительный подъем $f_{стр.} = 1/200 l$.

МЗП – зубчатые крепёжные металлические пластины для соединения деревянных деталей. Их изготавливают методом штамповки из оцинкованной стали толщиной 1,2 мм или 2,0 мм.

Использование МЗП ("gang-nails") началось в США около 40 лет назад на юге Флориды, так как из-за притока новых жителей в южные штаты возникла большая потребность в жилье. В то время, чтобы удовлетворить эту потребность, строительной промышленности нужны были эффективные методы. Сегодня в Соединенных Штатах до 130 тыс. тонн металлических зубчатых пластин в год используется почти 1400 потребителями, осуществляющими сборку. В настоящее время конструкции с использованием соединительных пластин применяются практически по всей Европе и других странах мира.



а – безраскосная металлодеревянная (1 тип); б – металлодеревянная с раскосами (2 тип); в – на МЗП с раскосной решеткой и стойками (тип 3); г – на МЗП с треугольной решеткой и стойками

Рисунок 1 – Основные типы сегментных ферм

В бывшем СССР в 80-ые годы XX века ведущей научно-исследовательской организацией ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко были опубликованы рекомендации по испытанию и расчету соединений на МЗП, которые могут служить основой для разработки соответствующих стандартов и норм. Исследования Марийского государственного технического университета под руководством кандидата технических наук, доцента А.К. Наумова позволили построить первые объекты с использованием ферм на МЗП в 1970-х г.г. (птицефабрика совхоза "Сила" Горномарийского р-на, овцеводческий комплекс "Шойбулакский" и др.). Многолетний опыт эксплуатации этих конструкций подтверждает целесообразность их применения взамен трудоёмких традиционных стропильных систем для устройства покрытий зданий при реконструкции и строительстве [6].

В Республике Беларусь совместная белорусско-английская компания ООО «Каркасные строительные технологии» (г. Минск) также начала производство различных типов деревянных конструкций с применением МЗП. Компания принимает для производства конструкций высокопроизводительное североамериканское оборудование. По мнению изготовителей, применение деревянных конструкций на МЗП позволит уменьшить трудозатраты на 30% и сэкономить древесину до 25% [7].

Расчетные показатели материалоемкости и трудоемкости изготовления различных типов ферм представлены в табл.1. При определении расчетных показателей шаг клееных ферм принят 3 м, а дощатых ферм на МЗП – 1м.

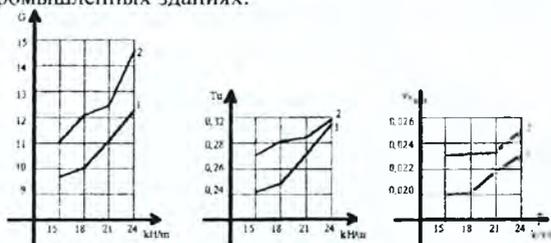
Из анализа технико-экономических показателей табл.1 следует, что наиболее эффективным типом ферм при пролете 12 м являются дощатые.

Таблица 1 – Технико-экономические показатели ферм

Тип конструкции	Основные технико-экономические показатели (на 1 кв.м площади здания, l= 12м)			
	Расход пиломатериалов, Vп, куб.м	Расход стали, Gст, кг	Трудоемкость изготовления, Тi, д.чел.-час.	Масса конструкции, G, кг
1	0,02408	2,170	0,408	13,58
2	0,02923	2,340	0,421	14,04
3	0,01618	0,120	0,348	6,077
4	0,01888	0,192	0,402	7,141

Фермы на МЗП с раскосной решеткой и стойками (тип 3). Например, для этого типа ферм по сравнению с безраскосной фермой с клееным верхним поясом (тип 1) соответственно меньше: расход пиломатериалов – на 32,8 процента, трудоемкость изготовления – на 14,7 процента, расход стали – в 18 раз, масса конструкции – в 2,2 раза. Следовательно, для ферм 1 типа стоимость конструкции также будет выше. Однако проведенные ранее исследования технико-экономических показателей сегментных металлодеревянных ферм с клееным верхним поясом и раскосной решеткой (тип 2) показали, что с увеличением пролета и нагрузки эффективность их применения в строительстве общественных и промышленных зданий возрастает. Это связано с их конструктивными особенностями. Благодаря круговому очертанию верхнего пояса изменение величины усилий по его длине незначительно, изгибающие моменты в поясе и усилия в решетке небольшие; сочетание работы верхнего (деревянного) пояса на сжатие с изгибом, а нижнего (металлического) на растяжение дает положительный эффект. В данной работе были определены технико-экономические показатели ферм 2 типа для различных пролетов и нагрузок и получены соответствующие зависимости, которые представлены на рис.2.

Заключение. Таким образом, фермы на металлических зубчатых пластинах можно рекомендовать к применению при возведении надстроек, что позволит сократить его сроки, а также уменьшить себестоимость при сохранении качества. Сегментные металлодеревянные фермы 2 типа рекомендуется применять при пролетах 18-24 м и расчетной погонной нагрузке 15 кН/м и выше в общественных и промышленных зданиях.



1 - пролет 18 м; 2 - пролет 24 м

Рисунок 2 – Зависимость технико-экономических показателей сегментных ферм от пролета и нагрузки

Список цитированных источников

1. Пилипенко В.М. // Комплексная реконструкция пятиэтажного жилого фонда индустриальной застройки - рациональное направление устойчивого развития жилых массивов // Строительная наука и техника. - 2005. - № 1. - С. 37-41.
2. Булгаков С.Н. // Окупаемая реконструкция пятиэтажной жилой застройки // Промышленное и гражданское строительство. - 2006. - № 2. - С. 45-46.
3. Реконструкция зданий и сооружений / А.Л. Шагин, Ю.Бондаренко, Д.Ф. Говчаренко и др.; под ред. А.Л. Шагина: учеб. пособие для строительных вузов. - М.: Стройиздат, 1991. - 352 с.
4. Найчук, А., Васильев, С. // Клеевая древесина - строительный материал будущего. Архитектура и строительство. - 2009. - № 3. - С. 10-15.
5. Коваленко, В. // Деревянные клееные конструкции: зачем и почему // Архитектура и строительство. - 2009. - № 3. - С. 16-19.
6. Сарычев, В.С., Калугин, А.В. Методические рекомендации по технико-экономической оценке несущих клееных деревянных конструкций. - М.: МИСИ им В.В. Куйбышева. - ВНИИИС - № 2718. - 1981. - 82 с.
7. История развития конструкций на МЗП. (Электронный ресурс) - Режим доступа: <http://yandex.ru> / История развития конструкций на МЗП.

PLANUNG UND AUSFÜHRUNG VON GRÜNDUNG UND BRUNNENANLAGE FÜR DEN NEUBAU DER GEBHARD-MÜLLER-SCHULE IN BIBERACH

Professor Dipl.-Ing. Rolf Schrodi

1. Projekt

Der Landkreis Biberach hatte im Jahr 1999 den Neubau der Gebhard-Müller-Schule am Berufsschul-Zentrum in Biberach beschlossen. Es sollte eine moderne Ausbildungstätte für im Mittel 1200 bis maximal 1700 Schüler und ca. 100 Lehrer auf einem kreiseigenen Grundstück in der Talau der Riss errichtet werden.

2. Baugrunderkundung

Hierzu wurde eine geotechnische Übersichtserkundung auf dem für den Bau verfügbaren Baugrundstück beauftragt. Im Januar / Februar 2000 wurden drei zusätzliche Kernbohrungen auf dem Grundstück hergestellt, es konnte auf fünf bestehende Baugrundaufschlüsse auf den Nachbargrundstücke zurückgegriffen werden. In diesem Übersichtsgutachten wurde die generelle Baugrundsituation beschrieben, der für die Lastabtragung der der Gebäudelasten anstehende unverlehnte Talkies fällt in seiner Höhenlage von der Leipzigstraße nach Osten hin ab. Es wurden bereits Hinweise auf eine mögliche Nutzung der oberflächennahen Geothermie in diesem Übersichtsgutachten gemacht. Dieses Übersichtsgutachten wurde als Grundlage für den Architektenwettbewerb verwendet.

Nachdem das Ergebnis des Architektenwettbewerbes im Jahr 2000 feststand, wurde abgestimmt auf diesen Entwurf eine weitere Baugrunderkundung im Jahr 2001 ausgeführt, in der auch die Mächtigkeit des Grundwasserleiters durch eine 20 m tiefe Bohrung erkundet wurde. Es wurde darin folgende Baugrundsituation festgestellt:

Unter künstlichen Auffüllungen zwischen 2,5 m und 3,7 m Mächtigkeit folgt ein Auelehm / Sumpfton, der unterschiedliche Anteile an organischen Bestandteilen enthält und stark kompressibel ist. Darunter folgen Sande und verlehnte Kiese von bis zu ca. 1 m Mächtigkeit. Ab einer Tiefe von ca. 3,6 m bis 5,5 m unter Geländeoberkante folgt der unverlehnte Talkies, es handelt sich dabei um ein intermittierend

gestuftes Kies-Sand-Gemisch, das dicht gelagert ist und als Grundwasserleiter im Gebiet wirkt. Ab einer Tiefe von ca. 19 m unter Geländeoberkante stehen die tertiären Schichten der Oberen Süßwassermolasse in Form von glimmerreichen Feinsanden bzw. eines schluffigen Tons an, sie bilden den Grundwasserstauer im Gebiet. Das Grundwasser steht in einer Tiefe von ca. 3,5 m unter Geländeoberkante an und zeigt nur relativ geringe jahreszeitliche Schwankungen (ca. 0,5 m), was mit der relativ großen Ausdehnung des Aquifers im Risttal zu erklären ist.

3. Geothermische Nutzung des Grundwassers

Der Landkreis Biberach hatte sich zur Aufgabe gestellt beim Neubau der Gebhard-Müller-Schule möglichst regenerative Energien zu nutzen und ein Gebäude mit sehr niedrigem Energiebedarf zu errichten. Da die hydrogeologischen Verhältnisse am Standort sehr günstig sind, wurde eine hydrogeologische Machbarkeitsstudie ausgeführt, in der die Entnahme von ca. 18 l/s Grundwasser für Heiz- und Kühlzwecke untersucht wurde. Das Wasser sollte nach thermischer Nutzung mit einem Temperaturgradient von 4 – 5 ° K auf dem Baugrundstück wiederingeleitet werden können, ohne dass es dabei zu einem Rückfluss zur Entnahmestelle kommt (hydraulischer Kurzschluss) und die Grundwasserspiegelhöhenänderungen an den Grundstücksgrenzen im Rahmen der natürlichen Schwankungshöhen bleiben.

Die Untersuchung erfolgte mit Hilfe eines numerischen Grundwassermodells, es wurde das Programm ASMWIN von *Kinzelbach/Rausch* verwendet, das als zweidimensionales Modell auf der Methode der finiten Differenzen basiert. Es wurden die Grundwasserstände aus Messstellen der Stadt Biberach, privaten Messstellen und Messstellen der Gewässerdirektion Baden-Württemberg verwendet, die Aquifermachtigkeiten wurde aufgrund vorhandener Aufschlüsse angesetzt, das nutzbare Porenvolumen und die Wasserdurchlässigkeit für den Talkies wurde auf der Grundlage der Korngrößenverteilungen abgeschätzt. Das entwickelte Modellnetz hatte Abmessungen von ca. 570 m x 440 m, es wurden an den Modellrändern Festpotentiale für das Grundwasser angesetzt, die durch das vorhandene Gewässer (Schwarzer Bach) und die geologischen Gegebenheiten (zu Nagelfluh verfestigter Kies, der nahezu undurchlässig ist) gegeben waren. Das Modell wurde mit der Anpassung der Festpotentiale soweit verändert, bis eine ausreichende Übereinstimmung mit den gemessenen Grundwasserhöhen gegeben war (Stichtagsmessung 09.11.1998). Im Rahmen der hydrogeologischen Machbarkeitsstudie wurde der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert im Rahmen der nach der Kornverteilung zu erwartenden Spannbreite variiert. Es wurde für die Entnahme von 18 l/s zunächst von der Notwendigkeit drei Brunnen errichten zu müssen, ausgegangen. Es zeigte sich, dass bei ungünstigen Ansätzen für die Durchlässigkeit die Versickerung unter Inanspruchnahme des östlichen Grundstücks erfolgen kann. Es wurde auf die Problematik der südlich (oberstromig) gelegenen Altablagerung und die Gefahr der Schadstoffbelastung hingewiesen.

4. Ausgeführte Brunnenanlage

Der Kreisrat des Landkreises Biberach hat sich aufgrund des Ergebnisses der hydrogeologischen Machbarkeitsstudie entschlossen die Grundwassernutzung in das energetische Konzept der Heizung und Kühlung aufzunehmen und die Erstellung eines Brunnens beauftragt, der für die endgültige Nutzung verwendet werden sollte und an dem im Zuge eines 5-tägigen Pumpversuches die Leistung des Brunnens, die hydraulischen Parameter des Untergrundes und die Problematik des Zustroms von Schadstoffen geklärt werden sollte. Der Brunnen wurde vor Beginn der Rohbauarbeiten im Dezember 2001 hergestellt, er wurde so platziert, dass er in einem später zu erstellenden Steigschacht des Gebäudes zu liegen kam.

Der Brunnen wurde mit einem Bohrdurchmesser von 900 mm ausgeführt, der Ausbau erfolgte in Edelstahl, Durchmesser des Brunnenrohres > 200 mm, der Brunnen wurde bis zur Basis des Aquifers abteuft. Der Pumpversuch (5 Tage Pumpdauer, 3 Tage Beobachtung des Wiederanstiegs) ergab bei einer Entnahmewassermenge von 22,5 l/s einen sehr hohen Wasserdurchlässigkeitswert von $k_f = 4 \times 10^{-3}$ m/s, das geforderte Wasser war frei von Schadstoffen, die Eignung des Wassers für eine technische Verwendung konnte nachgewiesen werden.

Auf der Grundlage der hydrologischen Machbarkeitsstudie wurde beschlossen die Versorgung des Gebäudes mit Heiz- und Kühlenergie aus dem Grundwasser zu betreiben. Dazu wird eine maximale Wassermenge von 18 l/s benötigt, über welche eine maximale Wärmeabgabe von 270 kW an die Wärmepumpen im Heizfall und 250 kW Wärmeaufnahme im Kühlbetrieb möglich ist. Nur für die Abdeckung der Spitzenlast im Heizfall wurde die Installation einer Holzpelletsanlage mit 120 kW Heizleistung vorgesehen. Der Antrag auf wasserrechtliche Erlaubnis zur Nutzung des Grundwassers wurde im Juli 2002 gestellt.

Nach Ausführung der Abbrucharbeiten auf dem Gelände wurden im Juli 2002, noch vor Beginn der eigentlichen Rohbauarbeiten ein Reservebrunnen hergestellt, der in dem anderen Installationsschacht des Gebäudes angeordnet wurde und bisher noch nicht genutzt werden musste. Die Herstellung erfolgte, um eine ausreichende Versorgungssicherheit gewährleisten zu können und da eine spätere Herstellung auf der Grundfläche des Gebäudes wegen fehlender Zugänglichkeit mit einem Bohrgerate nicht gegeben sein wird. Für die Versickerung des geothermisch genutzten Grundwassers wurden zwei Schluckbrunnen außerhalb des Gebäudes angelegt. Eine rechnerische Simulation der Entnahme- und Versickerungsanlage mit den im Pumpversuch ermittelten hydraulischen Parametern ergab, dass in einer Entfernung von 55 m von Entnahme- bzw. Einleitungsbrunnen die Veränderung des Grundwasserspiegels im Vergleich mit der Ausgangssituation maximal 12 cm beträgt und damit im Bereich des natürlichen Schwankungsbereiches liegt, so dass keine nachteiligen Auswirkungen zu besorgen waren.

5. Tatsächlicher Energieverbrauch

Der Baubeginn für den Rohbau des Gebäudes war im September 2002, die Aufnahme des Schulbetriebs erfolgte im September 2004. Die geothermische Nutzung des Grundwassers verläuft seither unproblematisch. Die von der Hochschule Biberach ausgeführte wissenschaftliche Begleitung der Klimatisierung des Gebäudes konnte den Betrieb wesentlich optimieren. Es wurde für das Jahr 2007 ein Jahresheizwärmeverbrauch von 27,1 kWh/m² (gemessen, bereinigt auf Normgradtagzahl: 29,8 kWh/m²), ein Jahreskühlenergieverbrauch von 16,3 kWh/m² und ein Primärenergieaufwand von 81,7 kWh/m² (Heizung/Kühlung, Beleuchtung und Lüftung) ermittelt. Die Mehraufwendungen für die Wärmepumpen- und Geothermieanlage werden sich nach ca. 10 bis 11 Jahren Betriebszeit amortisiert haben.

6. Gründung des Bauwerks

Die Fundamentierung des gesamten Gebäudes und der Tiefgarage erfolgte über Einzel- und Streifenfundamente, die ihre Lasten auf dem unverlehnten Talkies abtragen. Die Dimensionierung der Fundamente erfolgte mit einer aufnehmbaren Sohlspannung von $\sigma = 400$ kN/m². Bei einem flächigen Aushub bis ca. 30 cm über dem Grundwasserspiegel erfolgte die Herstellung des Aushubs bis zu einer Einbindetiefe von 30 cm in den unverlehnten Talkies und der Einbau von Beton unter Wasser. Für die Ausbildung der Betonplomben wurden 1830 m³ Beton eingebaut. Der unverbauten Aushub für die Betonplomben konnte nahezu senkrecht ausgeführt werden, so dass sich der Betonverbrauch günsti-

ger als prognostiziert darstellte. Die gewählte Gründungsart mit Betonplomben hat sich im Vergleich zu anderen Gründungsvarianten, wie zum Beispiel die Verwendung von Bohrpfählen oder Rüttelstopfsäulen, als wirtschaftlich erwiesen.

7. Zusammenfassung

Durch frühzeitige Einschaltung von Sonderfachleuten (Geotechniker, Gebäudeklimatiker, u.a.) konnte eine wirtschaftliche Heizung- und Kühlungsart des Gebäudes geplant und ausgeführt werden. Die mit hohem Nutzungskomfort ausgestattete Schule kann mit einem geringen Primärenergieaufwand betrieben werden, wozu die geothermische Nutzung des auf dem Baufeld in geringer Tiefe und mit großer Ergiebigkeit anstehenden Grundwassers wesentlich beiträgt. Die Realisierung der Gründung erfolgte über eine konventionelle Flachgründung, die mit Betonunterfütterung bis zum tragfähigen Baugrund ausgeführt wurde. Entscheidend für die wirtschaftliche Realisierung war ein auf die vorliegenden Baugrundverhältnisse abgestimmter Entwurf des Schulneubaus.

DIE EU-WASSERRAHMENRICHTLINIE (WRRL) FORDERUNGEN HINSICHTLICH DURCHGÄNGIGKEIT VON FLIEßGEWÄSSERN

Prof. Dr.-Ing. Anton Nuding

1. Einführung

Seit dem 12.12.2000 ist die EU-Wasserrahmenrichtlinie (Richtlinie 2000/60 EG des Europäischen Parlamentes) als Gesetz in Kraft. Sie bildet ein neues Fundament für einen umfassenden europäischen Gewässerschutz.

Darin wird geregelt:

- EU-weit die Wassergüte aller Fließgewässer zu verbessern, eine Verschlechterung des gegenwertigen Zustandes zu vermeiden und alle Oberflächengewässer zu schützen und zu sanieren.
- Bis zum Jahre 2015 die Umsetzung des WRRL – Zieles nach einheitlichem Standart; d.h. alle Gewässer in einen „guten ökologischen Zustand“ versetzen.
- Eliminieren von Schadstoffen und Belastungen durch Einleitungen (Verbessern der Einleitungen aus Klaranlagen)
- Errichten eines Gewässer-Monitoring-Systems, um die Verbesserungen zu dokumentieren.
- Optimierung von grenzüberschreitenden Maßnahmen.

Die Wasserrahmenrichtlinie unterscheidet in:

- Natürliche Fließgewässer
- Stehende Gewässer (Seen, Staubereiche)
- Künstliche Gewässer (Schiffahrtskanäle, Triebwerkskanäle)
- Grundwasser

2. Ziele der Richtlinie

2.1. Maßnahmen

Neben der Verbesserung der Gewässergüte soll der ökologische Zustand (Schaffung von Lebensräumen für Tiere und Pflanzen) insbesondere verbessert werden durch:

- Maßnahmen entlang der Gewässer mit Aue-Renaturierung, Flächen für Ausuferungen, Aufbrechen von harten Uferfixierungen

- Maßnahmen im Gewässer zur Schaffung von Durchgängigkeiten für Lebewesen im Gewässer durch Abbau von Barrieren, Umbau von Wehren in Rampen und Schaffung von Fischwandermöglichkeiten

- Maßnahmen zur Schaffung von ökologischem Mindestwasserabfluss nach Kraftwerksausleitungen im alten Mutterbett.

- Maßnahmen zur Verbesserung der Uferstrukturen, Flachwasserzonen, Altarme, unterschiedliche Sohl- und Substratstrukturen

2.2. Grenzüberschreitender Gewässerschutz

- Koordination der EU-Mitgliedstaaten untereinander durch Europäische Kommission

- Berücksichtigung national unterschiedlicher Entwicklungen im Gewässerschutz

- Berücksichtigung national unterschiedlicher Standards und Möglichkeiten

- Koordination von „alten“ und „neuen“ EU-Mitgliedstaaten, von Beitrittskandidaten und von Nicht-EU-Mitgliedstaaten in der Gewässerpolitik

2.3. Bezug zu Belarus

Die Gewässer „Bug“ mit dem Einzugsgebiet von insgesamt 40 000 km², davon 24 % auf dem Staatsgebiet von Belarus und „Mukhavetsa“ mit dem gesamten Einzugsgebiet in Belarus fließen über die Narev in die Weichsel und dann in die Ostsee. Sie sind als Zufluss zur Weichsel innerhalb deren Einzugsgebiet und somit ein „europäisches“ Gewässer, für die die WRRL gilt.

Deshalb: Die Forderungen der WRRL nach ökologischen Verbesserungen, sowie der Untersuchungsrahmen und die Zeitvorgaben gelten für Bug und Mukhavetsa genau wie für jedes andere europäische Gewässer.

3. Ökologische und Ökonomische Aspekte

„Wasser ist keine übliche Handelsware, sondern ein ererbtes Gut, das entsprechend behandelt werden muss“.

Die Forderungen einerseits nach einer gewässerschonenden Nutzung durch Landwirtschaft, Industrie, Wasserverbrauchern und Anliegern steht im Widerspruch mit der Forderung auf Deckung der Wassernachfrage mit einer möglichst effizienten Nutzung der Wasserressourcen.

Im Artikel 4 und Anhang V der WRRL sind die Qualitätskomponenten genannt, die zu einem guten Zustand der Oberflächengewässer führen. Eine wesentliche Komponente ist die Durchgängigkeit und die Hydromorphologie.

4. Durchgängigkeit

Die Durchgängigkeit, d.h. die Umgehung von Barrieren und Stauwehren an Wasserkraftwerken ist eine wesentliche Verbesserung der Hydromorphologie. Verschiedene Schritte fordert die WRRL:

A) Hydromorphologische Bestandsaufnahme und Begutachtung (bis 2005 abgeschlossen) mit:

- Typisierung der Oberflächengewässer gemäß Vorgabe durch WRRL
- Aufnahme von physikalischen Strukturen in und am Gewässer
- Kartieren von Einleitung (Städtisches Abwasser, Industrieleitungen)
- Kartieren vorhandener Uferstrukturen im 100 m-Bereich
- Feststellen des hydrologischen Abflussverhaltens
- Analyse des Substratvorkommens, des Geschiebeverhaltens
- Kartieren von Lebensraumangeboten für Pflanzen und Tiere

B) Qualitätsüberwachung und Monitoring-Programm (bis 2010) mit:

- Datensammlung über chemische und biologische Beschaffenheit, Wassergüte

- Aufzeichnungen über Abflüsse (Veränderung der Ganglinie) und über Strukturveränderungen

- Einrichten von weiteren Beobachtungsstellen und Messstellen

C) Maßnahmenprogramme (bis 2015) mit:

- Planung und Dimensionierung von Verbesserungsmaßnahmen

- Beteiligung der Öffentlichkeit

- Umsetzung von Maßnahmen, bautechnische Eingriffe ins Gewässer

- Aufstellen einer Prioritätenliste für künftige geplante Maßnahmen im und am Gewässer

Zuständig für die Koordination und Umsetzung der Schritte B) und C) in Belarus ist der Regionale Beirat für Natur- und Umweltschutz in Brest

5. Mögliche Lösungen für Durchgängigkeit

Die meisten unserer Flüsse und Gewässer sind heute durch Wehrbauwerke, Sohlabstürze und Stauhaltungen im kontinuierlichen Abfluss unterbrochen.

Sie sind für Gewässerorganismen nicht passierbar.

Gemäß den Forderungen der EU – WRRL sind diese Wanderbarrieren komplett zurückzubauen oder sie sind passierbar zu gestalten. Dabei sind möglichst naturnahe Bauweisen anzuwenden:

- Sohlgleiten

- Fischrampen

- Raugerinne-Beckenpass

- Umgehungsgerinne

- Beckenpass

- Schlitzpass

Als Systemanforderungen für die Durchgängigkeit gilt dabei, um den Forderungen nach einem „guten ökologischen Zustand“ der Gewässer gerecht zu werden, ein Katalog von Kriterien:

- Ausmündung ins Unterwasser mit ausreichendem Lockstrom im Wanderbereich der Fische

- Ausmündung (letztes Becken ins Unterwasser) in der Wasserstandshöhe des Niedrigwasserabflusses

- Verwendung von geeignetem Sohlsubstrat für die Wanderhilfe von Bodenbewohnern

- Ganzjährige Passierbarkeit (abgesehen von Hochwasserabfluss)

- Ausreichende Wassermenge im Bauwerk, um naturähnliche Verhältnisse zu schaffen

- Dynamik in der Gestaltung (Gefälle, Breite, Fließgeschwindigkeit)

6. Schlussbemerkung

Die weitaus meisten Flußabschnitte sind heute nicht mehr durchgängig und für Fische in ihrem Wanderungsbestreben unpassierbar. Um nach der EU-WRRL einen „guten ökologischen Zustand“ zu erreichen, sind neben den Verbesserungen in der Gewässergüte auch bauliche Maßnahmen zur Schaffung der Durchgängigkeit vorzunehmen.

Dabei sollen naturnah gestaltete Lösungen wie Umgehungsgerinne oder Raugerinne-Beckenpass bevorzugt werden, die sich in der Praxis als wartungsfreundlich erwiesen haben.

Hauptkriterien sind hierbei: Platzbedarf, Gefälle, Hochwasserproblematik, Wassermenge für die Lockstromung, Auffindbarkeit und Anordnung im Anlagenbereich.

Verantwortlich für diese Umgestaltung ist der Wehrbesitzer (Kraftwerksbetreiber) oder das zuständige Wasserwirtschaftsamt.

Hierfür ist eine Ausbildung im Rahmen des Bauingenieurstudiums notwendig, die sich im Vertiefungsbereich „Wasserbau“ dieser ökologisch orientierten Problematik widmet.

URBANE STRATEGIEN _ STÄDTEBAULICHE ORDNUNG UND INTERESSENSVIELFALT

Dipl.-Ing. MC Ute Margarete Meyer

Guten Tag meine Damen und Herren. Ich freue mich sehr, dass ich die Gelegenheit habe, Ihnen heute hier an der Technischen Universität Brest eine Haltung zum Thema „Urbane Strategien _ Städtebauliche Ordnung und Interessensvielfalt“ darzustellen. Der Vortrag gliedert sich in drei Teile, im ersten möchte ich grob den Rahmen abstecken, im mittleren Hauptteil an fünf Themenfeldern zeigen, wo aus meiner Sicht Handlungsoptionen für Planer und Architekten liegen und enden werde ich mit einer Annäherung an eine mögliche „Planer-Haltung“.

Rahmen | Ausgangslage

In der Stadt ist das Spannungsverhältnis von Ordnung und Vielfalt konstitutiv. Städtebauliche Ordnungen waren und sind Ausdruck einer ideellen Vorstellung von Stadt, der Lebensweise ihrer Stadtgesellschaft, von Machtverhältnissen und Wirtschaftsstrukturen. Diese Vorstellungen können sich allerdings kategorial ändern – wenn wir in die Vergangenheit blicken so stellen wir fest, dass zwischen den Vorstellungen eines Camillo Sitte am Ende des 19. Jahrhunderts, der städtebauliche Ordnung als harmonische Abfolge von Straßen- und Platzräumen beschrieben hat und der Denkweise der Planer der klassischen und später der Nachkriegsmoderne ein radikaler Vorstellungswandel stattgefunden hat, und zwar sowohl was die ordnende Struktur der Stadt anbelangt, als auch ihr Erscheinungsbild. Aber: in beiden Fällen versuchen die Planer sowohl die Struktur der Stadt als auch die Gestalt der Baumassen weitest möglich zu bestimmen.

Erst in der Postmoderne der späten 1970er Jahre tritt die Frage neuer städtebaulicher Strukturen in den Hintergrund gegenüber einem Diskurs über Lebensqualität, Vielfalt und Nutzungsmischung. Das Objekt, also das Haus und seine Typologie werden für die Identität eines Ortes maßgeblich verantwortlich gemacht und das Vorbild der alten (historisch europäischen) Stadt als strukturelles Leitbild wird als sichere Basis eingefroren. Gegenwart jedoch wird auch strukturelle städtebauliche Ordnung wieder wichtig. Weil Städte sich in globaler Konkurrenz behaupten müssen ist strategische Stadtentwicklungspolitik unabdingbar geworden. Sie muss wieder große Infrastrukturprojekte in Angriff nehmen (Flughafen und Verkehrsstrassen), mit dem Ende des industriellen Zeitalters große Flächen im Stadtgefüge umbauen (Häfen, Gewerbeflächen, Kasernen) und sich nicht zuletzt der Frage nähern, wie „nachhaltige“ Planung aussieht. Allein mit den Ordnungssystemen der alten Stadt ist dies nicht mehr leistbar und damit die Beschäftigung mit zeitgemäßen städtebaulichen Ordnungsprinzipien zwangsläufig.

Henri Lefebvre hat drei Ebenen der Stadt unterschieden: 1. die Stadt eingebunden in globale Netzwerke und Märkte, 2. die Stadt als Stadtraum, öffentlicher Ort und sozialer Raum und 3. die Stadt als privater Lebensraum und Wohnumfeld des Individuums. Interessensvielfalt und -konflikte gibt es auf allen diesen Ebenen und es stellt sich die Frage, was Planung vor diesem Hintergrund leisten kann.

Handlungsoptionen

„Allgemeingültige“ Rezepte gibt es nicht mehr. Vielmehr scheinen gerade die Strategien viel versprechend, die auf einen Ort und eine Problemlage „massgeschneidert“ sind. Dennoch lassen sich Tendenzen in der Methodik und die Wiederkehr bestimmter Themen beobachten. Lassen Sie mich hier exemplarisch fünf Felder aufzeigen, wo klare Handlungsoptionen, für eine aktive Einflussnahme auf städtebauliche Entwicklungen bestehen.

1. Kontrolle des Zwischenraums, 2. Integrative und flexible Systeme, 3. Collage City: Das urbane Projekt, 4. Herausforderung Alltag und 5. Bedeutung der Form.

Kontrolle des Zwischenraums

Jenseits der gründerzeitlichen „Blockstruktur“, die bis in die späten 1990er Jahre vielfach als das qualitätssichernde System schlechthin favorisiert wurde, sind es heute die öffentlichen Räume, die als robuste Basis für städtebauliche Entwicklungen herangezogen werden. Ein als Gesamtsystem begriffenes – und gestaltetes – Netz an Freiräumen kann dazu dienen, bei hoher Qualität der Gesamterscheinung, Freiheiten für den Einzelbaukörper auf der Parzelle zu ermöglichen. Gleichzeitig wird durch diese Gestaltung von Schnittstellen, Zwischenräumen und „Löchern“ in der Stadt, der Wirkungsradius einer Maßnahme optimiert, da immer mehrere Felder angrenzen und von dem Eingriff profitieren können.

Bei einem Projekt in der Stadt Mannheim ging es eben um die Gestaltung einer solchen Schnittstelle. Der sogenannte Verbindungskanal ist Teil des Mannheimer Hafens und verbindet Rhein und Neckar. Zwischen Hafen und den Quadraten der Innenstadt liegt ein eher vernachlässigtes Stadtquartier für sozial schwächere Gruppen. Gleichzeitig führt die ICE Strecke kurz bevor sie den Hauptbahnhof Mannheim erreicht, direkt gegenüber am Kanal entlang. Von einer Entwicklung des Uferstreifens kann die Stadt also gleich mehrfach profitieren: zur direkten Quartiersaufwertung, als neue innerstädtische Wegebeziehung zwischen den beiden Flüssen und als attraktive Stadtansicht. Darüber hinaus bieten die Freiräume ein robustes Gerüst für die Transformation von der bisherigen Hafennutzung zum zukünftig gemischten Stadtquartier mit Wohnen und Arbeiten, von der heute noch keiner sagen kann, wie lange sie letztlich dauern wird. Im Modell wurde deshalb der Freiraum genauso dargestellt wie die neuen architektonischen Bausteine als Entwurfsmasse.

Er unterstützt nicht nur die (Hoch)baumaßnahmen und rahmt sie ein, sondern wird zur Hauptmaßnahme, mit der sich der Ort strukturiert verändern kann. Es ist wichtig, dass der öffentliche Raum mit einem spezifischen Materialkonzept dem Ort ein Gesicht gibt, und schon heute Aufenthaltsqualitäten und Nutzungsmöglichkeiten für unterschiedliche Bedürfnisse bietet.

Integrative und flexible Systeme

Nicht nur bei solchen Konversionsmaßnahmen sondern besonders bei großen Stadtneuentwicklungen wie gegenwärtig in Kopenhagen taucht die Frage auf, wie eine zukünftige Bebauung vorab soweit festgelegt werden kann, dass die Gesamtqualität der Entwicklung sichergestellt ist, aber gleichzeitig eine größtmögliche Flexibilität erhalten werden kann, um auf a) Bauherrenwünsche, b) sich verändernde Randbedingungen (allgemeine Wirtschaftslage) oder c) lokale Verschiebungen (z.B.

auf dem Immobilienmarkt) reagieren zu können.. Städte machen die Erfahrung, dass die privaten Träger frühzeitig in Entscheidungen eingebunden sein wollen und dass sich in den dialogorientierten Prozessen in denen auf der Grundlage des groben Rahmenplans der genaue Zuschnitt eines Projekts mit den Investoren oder Eigentümern ausgehandelt wird, sich manche Konzession an übergeordnete städtebauliche Ziel erstreiten lässt, die als „Vorgabe von oben“ schlicht nicht durchsetzbar gewesen wäre.

In Ludwigsburg, einer Kleinstadt nahe Stuttgart war es der Wunsch der Stadt für die Bebauung einer ehemaligen Kaserne ein städtebauliches System zu entwickeln, das klare Randparameter setzt, gleichzeitig aber offen genug bleibt, um mit den späteren Bauherren zu verhandeln. Daneben sollte die endgültige Nutzungsmischung zwischen Wohn- und Gewerbeflächen sowie die bauliche Dichte auf die Entwicklung des Marktes anpassbar bleiben.

Basis für den Rahmenplan war ein Vorschlag, das 18 Hektar große Areal als kleinräumig gemischtes Gebiet zu entwickeln, anstatt wie oft üblich die Gebiete für Individuellen Einfamilienhausbau, Geschosswohnungsbau und Gewerbe separat auszuweisen. Während die Randparameter für die Erschließungsflächen und öffentliche Räume gestalterisch weit reichend festgeschrieben sind, bieten sich bei der Konkretisierung der Bebauung auf den Baufeldern noch Spielräume. Günstig ist, dass der auf dem Gelände vorhandene alte und artenreiche Baumbestand, von vornherein „selbstverständliche“ Grenzen für die Bebaubarkeit der Felder geschaffen hat. Zusätzlich sind in einem „Planwerk“ eine Reihe baulicher Parameter für jedes Baufeld fixiert, die in ihrer Summe neben dem Gesamterscheinungsbild auch die funktionale Mischung garantieren sollen.

Ein Diskurs über neue bauliche Mischungen im Stadtebau ist mit von einem holländischen Kollegen geprägt worden. In Kees Christianses Modell von der „City as Loft“ sind Baukörper unterschiedlichster Art, Größe und Funktion zu einem heterogenen Ensemble zusammengestellt.

Collage City

Dass Nutzer solche „collagierten“ Arrangements inzwischen auch in der Realität nicht nur tolerieren, sondern diese neuen Stadtquartiere von Rotterdam bis Zurich als attraktive Wohn- und Geschäftslagen gelten, liegt vielleicht auch an veränderte Sehgewohnheiten. Für viele „urban“ lebende Menschen ist das einst von den „Flaneuren“ der Avantgarde praktizierte „situationsgebundene Lesen“ einer Stadt zur Alltagserfahrung geworden. In der „Collage City“ werden moderne und historische Elemente, auch spezifische Versatzstücke des lokalen Kontexts locker zu einem neuen, in hohem Maße zeitgenössischen Ganzen vereint. Mischung und Uneindeutigkeit bestimmen ein neues Bild der Stadt, das sich vergleichsweise offen zeigt für individuelle Interpretation.

Bei einem Projekt wie der Umnutzung eines Schlachthofgelandes in der Stadt Karlsruhe ist für die sukzessive Transformation und Eingliederung des Gebietes in die Stadt eine intensive Auseinandersetzung mit denkmalgeschützter Bausubstanz notwendig. Doch es muss auch geprüft werden, ob und wie neue Programme im Bestand Platz finden, welche Ergänzungen notwendig sind und welche Spielräume erhalten werden müssen. Anders als bei einem Gebäude spielt jedoch die Beschäfti-

gung mit Entwicklungsszenarien eine maßgebliche Rolle. Wenn ein Areal wie der Schlachthof Karlsruhe umgebaut wird, müssen nutzungsmaßig und räumlich eine ganze Reihe von Zwischenstadien bewältigt werden – und es ist leicht erkennbar, warum das Bild der Collage City hier ein belastbares Denkmodell, ist um diesen Wandel zu qualifizieren. In Karlsruhe wurde eine Art Umkehrung der Blockstruktur entwickelt. Die „Ordnung“ des Raums erfolgt nicht durch klare Straßenkanten sondern durch präzise über das Gebiet verteilte „Plattformen“ oder „Höfe“, an die die neuen Baukörper „andocken“ können. Diese Höfe können frühzeitig als Frei- oder temporäre Spielflächen realisiert werden, sind ausgestattet mit eigenen Qualitäten und bündeln die sich nach und nach anlagernden, unterschiedlich großen Einzelbaukörper mit verschiedenen Nutzungen zu Ensembles.

Herausforderung Alltag

Damit sind wir beim vierten Themenfeld. Bisher haben wir hauptsächlich Beispiele gesehen, die wir automatisch als „urban“ werten. Ein großer Teil unserer Umwelt ist heute jedoch von ganz anderen Siedlungsmustern geprägt. Die Auseinandersetzung mit dieser „anderen Stadt“, den Agglomerationssteppichen der „Zwischenstadt“, nichtinnerstädtischen oder informellen Siedlungsstrukturen stellt jedoch einen großen Teil der Planungsaufgaben dar. An den Stadträndern verschmelzen Stadt und Landschaft zu uneinheitlichen Terrains aus Siedlungs- und Grünfragmenten, denen jede Ordnung zu fehlen scheint und die zumeist rein funktionale Zusammenhänge und Interessenvielfalt überdeutlich abbilden.

Bislang waren es häufig Kunst- oder temporäre Aktionen, die einen neuen Blick auf diese „sperrigen“ Territorien öffnen. Die reale Transformation des Orts ist meist geringfügig und mit wenig finanziellem Aufwand verbunden. Ziel ist, vielmehr, die Potenziale, die der Ort hat sichtbar und damit nutzbar zu machen.

Im Projekt panorama.S wurde unter dieser Fragestellung das Thema Aussichtspunkte in Stuttgart studiert. Aussichtspunkte: So positiv das Thema an sich belegt ist, so wenig macht es sich die Stadt bislang zu Nutze. Die Aussichtspunkte sind zwar erfasst und nummeriert, liegen aber zunächst unverbunden auf den Hügeln rings um den Stuttgarter Kessel und zum Neckartal hin. Durch eine reine Bestandsaufnahme der Eigenschaften der Punkte zeigen sich schnell Besonderheiten und Unterschiede – eine spezifische Lage zwischen Siedlung und Wald, zwischen Siedlungs- und landwirtschaftlichen Flächen oder zwischen Wald und Feldern einerseits – aber auch Gemeinsamkeiten: so liegt die Mehrzahl der Panorama Punkte genau am Übergang der Stadtränder in die Landschaft. In der Zusammenschau liefert die Summe von Analyseergebnissen eine belastbare Grundlage in der Überlagerung unterschiedlicher Informationen direkt einen konzeptionellen Ansatz für eine strategische Entwicklung und das „Rohmaterial“ aus dem heraus die Gestaltung verändert werden kann.

Bedeutung der Form

Bei all dem – und damit bin ich beim fünften und letzten Thema – geht es auch darum, Orte zu schaffen, die in Erinnerung bleiben, weil sie spezifisch sind oder noch besser authentisch sind. Gerade weil wir heute mit „offeneren“ Systemen arbeiten, in denen keine starren Muster vorgegeben werden, sondern Ordnung aus vielschichtigen Ausgangslagen entwickelt wird, ist die Schnittstelle zur Architektur – oder auch zur Freiraumgestaltung von wachsender Bedeutung. Dabei spielen Gestaltungsthemen nicht nur eine Rolle in der realen Umsetzung sondern auch vorher in allen Maßstä-

ben. Beginnend beim stadtebaulichen Entwurf heißt ordnen auch immer, Proportion und räumliche wie historische Bezüge im Stadtgefüge prüfen und kontrollieren. Hier spielen klassische ästhetische Kriterien wie eine schlüssige Materialität oder Komposition unterschiedlicher Volumina im Raum eine wichtige Rolle und entfalten dann eine besondere Qualität, wenn sie innovativ eingesetzt werden. Ebenso wie über sinnliche Verfeinerung kann die Animation eines Raums durch provokante Setzungen bis hin zu ironischer Selbstdistanz erfolgen. Und nicht immer bedarf es großer Gesten und Eingriffe um einen Ort durch eine gestalterische Setzung maßgeblich zu verändern und einen Prozess der Transformation einzuleiten. Wo ein hoher Gebrauchswert und eine unverwechselbare „Handschrift“ sich ergänzen, zieht manch kleines Projekt hohe Aufmerksamkeit auf sich. Und: formal auffällige Projekte erhalten nicht selten auch symbolische Signifikanz. Sie wirken nach innen auf das Lebensgefühl der Bürgerschaft und verändern die Außenwahrnehmung einer Stadt. Bauwerke, die „wahrzeichenfähig“ sind dienen Stadtentwicklung und Stadtmarketing gleichermaßen.

Konklusion

Stadtebauliche Ordnung und Interessensvielfalt sind kein Konflikt. Vielmehr ist Interessensvielfalt ein wichtiger Ausgangsparameter auf dessen Grundlage wir ein adäquates stadtebauliches System entwickeln können.

1. Durch die Gestaltung des Zwischenraums entsteht eine gewisse Kontrolle, eine „Ordnung“ und gleichzeitig können unterschiedlichste (auch konkurrierende) Nutzergruppen „bedient“ werden;

2. In flexibel gehaltene integrativen Rahmenplänen können im Planungs- und Realisierungsprozess unterschiedlichste Interessen einfließen, wenn vorab Regeln fixiert sind, mit denen die unverhandelbaren, weil essentiellen Qualitäten einer Maßnahme gesichert werden;

3. Die Akzeptanz der Komplexität und Uneinheitlichkeit und das Überdenken unserer (Vor)Bilder von Stadt ermöglichen urbane Projekte, in denen die Beziehungen der einzelnen Elemente untereinander wichtiger ist als ihre Gleichförmigkeit. Das gilt für die Baukörper und Räume der „collagierten Stadt“ in demselben Maß wie für ihre Nutzer;

4. Ein Verständnis von Stadt als alltäglichem Realraum verfolgt nicht Idealvorstellungen sondern versucht, Phänomene zu beobachten und räumliche Gegebenheiten als „Material“ zu betrachten aus dem heraus Veränderung gestaltet werden kann.

5. Städtebau ist das Ergebnis zahlreicher Kräfte und Initiativen. Ungeachtet dessen spielen Begriffe wie Form oder Komposition eine wichtige Rolle. Ebenso notwendig sind im Übrigen ihr Gegenteil: informell strukturierte, ungestaltete Orte, die (auch) Raum lassen für formale Aneignung. Beide zusammen bilden die Basis für die spezifische Ästhetik einer Stadt.

Wichtig ist also festzuhalten, dass neben die „klassische“ Planungshaltung, die „weltverbesserisch“ auftritt und die im Kern sucht, stadtebauliche Problemlagen möglichst ganzheitlich und dauerhaft zu lösen eine weitere „Haltung“ getreten ist, die versucht, der Komplexität und Wandelbarkeit von städtischen Aktions- und Lebensräumen durch Beobachtung, strategisches Verhalten und gezielte Justierung Rechnung zu tragen. Räume genauso wie gesellschaftliche Kräfte sind das Material mit dem gestaltet werden kann; „Permanente Betreuung“ trifft den Kern weit besser als „Endgültige Lösung“.

ОПЫТ РАБОТ ПО ГЕОДЕЗИЧЕСКОМУ СОПРОВОЖДЕНИЮ СТРОИТЕЛЬСТВА ЗДАНИЙ ПОВЫШЕННОГО УРОВНЯ ОТВЕТСТВЕННОСТИ

Нестеренок М. С.

Введение. В практике строительства не всегда принимаются должные меры по охране пунктов внешней и внутренней геодезической разбивочной основы, необходимых для обеспечения заданной геометрической точности строительства и получения объективной документации исполнительных съемок в соответствии с требованиями нормативно-правового документа ТКП 45-1.03-36-2006 «Геодезические работы в строительстве. Правила проведения» [1], а также конкретного проекта производства геодезических работ (ППГР). Вследствие утраты первоначально заложенных опорных геодезических пунктов чрезмерно усложняются дальнейшие работы по обеспечению геометрической точности строительства и возможно ее снижение.

Практический опыт. Опыт возведения некоторых объектов повышенного уровня ответственности показал, что при утрате первоначально заложенных опорных пунктов разбивочной сети возникает необходимость поддержания необходимой точности разбивочных работ и исполнительных съемок за счет вынужденного создания нетиповой разбивочной сети. Ее построение допускается пунктом 8.1.15 ТКП [1]: «Автоматизация и модернизация работ, предусмотренных 8.1.1 – 8.1.13, обеспечивается электронными тахеометрами при условии обеспечения ими требуемой точности базисной сети».

Нетиповое решение разбивочной сети было реализовано при строительстве сооружения конькобежного стадиона Спортивно-развлекательного комплекса «Минск-Арена» (возводился в период 2007 – 2008 гг.). На рис. 1 приведена принципиальная схема геодезической основы для выноса проекта в натуру и исполнительных съемок фундаментов и несущих колонн. Были рассчитаны проектные прямоугольные координаты осевых точек указанных конструкций. Все измерения по созданию разбивочной сети и разбивкам осевых точек выполнялись электронным тахеометром TCR 1201 (угловая приборная погрешность $m_{\beta} = 1''$, линейная $m_D = 2$ мм). Внутренняя базисная сеть была представлена постоянными пунктами B_1, B_2, \dots, B_5 , закрепленными на опорах, изолированных от силовых воздействий и смещений. Их координаты были определены прямыми угловыми засечками относительно стороны ME тахеометрического хода $NMEK$, проложенного через пункты N и K внешней разбивочной основы.

Непосредственный вынос осевых точек фундаментов и колонн выполнялся по их координатам относительно временных пунктов T_1 и T_2 при помощи электронного тахеометра. Координаты временных пунктов T_1 и T_2 определялись обратной угловой засечкой относительно не менее четырех из пяти названных постоянных пунктов B_1, \dots, B_5 .

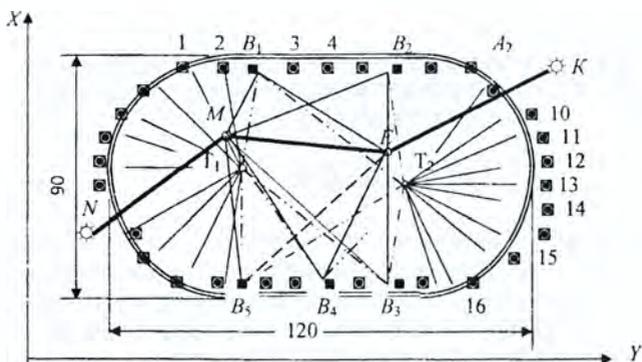


Рисунок 1 – Принципиальная схема нелинейной разбивочной основы на объекте «Конькобежный стадион»

Расчеты необходимой точности координат опорных пунктов и временных тахеометрических станций базируются на допустимом горизонтальном смещении осей фундаментных блоков и стаканов под колонны, основания колонны относительно монтажных осей: $\Delta x = \pm 13$ мм. Поскольку работы выполнялись при помощи электронного тахеометра, то нормативное требование к соотношению «допустимая погрешность δ разбивки оси колонны в плане» / «величина предельного отклонения оси колонны Δx » было принято согласно ТКП 45-1.03-26-2006, пункт 9.9 [1] по формуле $\delta x \leq \Delta x / 3$. При этом условии допустимая погрешность разбивочных работ по выносу в натуре осей несущих колонн

$$\delta x = 4 \text{ мм.} \quad (1)$$

Выбор функции электронного тахеометра (угломерной или дальномерной) при создании разбивочной основы базировался на условном критерии равенства относительных значимостей погрешностей угловых и линейных измерений $\Delta\beta''/\rho'' = m_D/D$, из которого при постоянной погрешности светодальномера m_D получаются расчетные величины соответствующих «равноточных» угловых погрешностей $\Delta\beta''$

$$\Delta\beta'' = \rho'' m_D / D, \quad (2)$$

где $\rho'' = 206265''$ – число секунд в радиане; D – измеряемое расстояние.

При $m_D = 2$ мм; $D = 100$ м находим $\Delta\beta'' = 4''$; при $D = 50$ м получаем $\Delta\beta'' = 8''$. Следовательно, электронный тахеометр TCR 1201 (угловая приборная погрешность $m_\beta = 1''$) при расстояниях до 100 – 150 м наиболее точен в функции угломерного прибора. Поэтому координаты пунктов разбивочной сети определялись угловыми засечками.

Погрешность координат опорных пунктов B_1, \dots, B_5 , найденных прямой угловой засечкой относительно стороны ME ($ME = b = 59,812$ м) тахеометрического хода, оценивается по формуле:

$$m_{xy,оп}^2 = \left\{ [(m_\beta / (\rho \sin \gamma))^2 + (m_u / b)^2] \cdot (l_1^2 + l_2^2) + m_u^2 + m_o^2 \right\} \quad (3)$$

где γ – угол засечки; m_u – погрешность центрирования тахеометра; l_1 и l_2 – расстояния от базисных пунктов до определяемой точки; m_u – погрешность вза-

имного линейного положения исходных пунктов; m_0 – погрешность опознавания центра определяемого знака (поверхности головки дюбеля). При $m_\beta = 2''$; $\rho = 206265''$; $\gamma > 30^\circ$; $m_u = 1$ мм; $b = 60$ м; $l_1 \leq 50$ м; $l_2 \leq 100$ м; $m_u = 1,5$ мм; $m_o = 1$ мм, находим $m_{xy оп} < 2,5$ мм

Координаты x_i и y_i временных станций $T1$ и $T2$ тахеометра определялись обратной угловой засечкой относительно опорных точек B_1, \dots, B_5 не менее чем по четырем направлениям (см. рис.). Оценка точности определения координат x_i и y_i выполнена по формуле однократной обратной угловой засечки, приведенной в справочнике [2], с учетом погрешности планового положения опорных (исходных) знаков $m_{исх} = m_{xy оп}$,

$$m_{xyт}^2 = (m_\beta^2 / 4F^2)(\sigma_1^2 + \sigma_2^2) + m_{исх}^2 \quad (4)$$

где F , σ_1 , σ_2 – соответственно значения площади и размеров двух сторон обращенного (инвертного) треугольника, лежащих против измеренных углов на чертеже засечки.

При максимальном горизонтальном расстоянии от опорного знака до тахеометра $d = 80$ м получены величины $\sigma_1 = \sigma_2 \sim \rho''/d = 2,58$; $F \sim 0,5\sigma_1\sigma_2 = 3,32$. Погрешность планового положения опорных знаков рассчитана по формуле (3), т. е. $m_{исх} \leq 2,5$ мм; при $m_\beta = 2''$ находим $m_{и.т.} < 2,8$ мм.

Расчетная погрешность полярного способа выноса в натуру осевых точек несущих колонн в плане относительно временных станций электронного тахеометра найдена по формуле:

$$\delta_{г.р} = \sqrt{m_d^2 + (dm_\beta/\rho'')^2 + m_{xyт}^2 + m_{ик}^2}, \quad (5)$$

где m_d – погрешность горизонтального расстояния d ; m_β – погрешность горизонтального угла; m_{xy} – погрешность координат временной станции тахеометра; $m_{ик}$ – линейная погрешность фиксации оси колонны.

При $m_d = 2$ мм; $m_\beta = 2''$; $d \leq 80$ м; $m_{xy} = 2,8$ мм; $m_{ик} = 2$ мм по формуле (5) получено расчетное значение $\delta_{г.р} \leq 4$ м, и был сделан **вывод**, что метод выноса осей несущих колонн в натуру электронным тахеометром относительно временных станций, поддерживаемых опорными пунктами B_1, \dots, B_5 , отвечает по точности условию (1).

На практике геодезическая точность выноса и первоначального закрепления осевых точек колонн в натуру относительно станций тахеометра составила около 3 мм. Контрольные промеры стальной рулеткой расстояний между соседними вынесенными точками дали отклонения от проектных размеров не более 5 мм. Исполнительная съемка смонтированных колонн показала отклонения в плане некоторых из них до 15 мм, но такие отклонения произошли в процессе строительно-монтажных работ.

Контроль установки стаканов под колонны по высоте частично выполнялся при помощи электронного тахеометра, при этом превышения между строительным репером и определяемой точкой вычислялись по формуле:

$$h = h_1 + h_2 = D_1 \sin v_1 + D_2 \sin v_2, \quad (6)$$

где D_1 и D_2 – расстояния, измеренные светодальномером;
 v_1 и v_2 – соответствующие углы наклона.

Расчетная погрешность определяемой строительной отметки H

$$m_H = \sqrt{2(m_D \sin v_1)^2 + 2(m_v D)^2 / (\rho'' \cos v_1)^2 + m_n^2}, \quad (7)$$

Для тахеометра TCR 1201 при $m_D = 2$ мм; $v_1 = v_2 < 20^\circ$; $m_v = 3''$; $D < 60$ м; линейной вертикальной погрешности визирования на контрольный знак $m'_v = 2$ мм получаем оценку $m_{\Delta H} < 2,2$ мм. Такая погрешность допустима и составляет 22 % от строительного допуска на отклонение отметок опорной поверхности $\Delta H = \pm 10$ мм.

Опыт геодезических работ при возведении высотного здания книгохранилища Национальной Библиотеки Беларуси (высота 73,2 м, строительство 2002 – 2005 гг.) подтвердил, что в процессе строительных работ не всегда обеспечивается сохранность опорных геодезических знаков внешней и внутренней разбивочной основы. В соответствии с ППР, проектная организация УП «МИНСКПРОЕКТ» предусмотрела в междуэтажных перекрытиях высотного здания «геодезические отверстия» для применения оптического прибора PZL, обеспечивающего проецирование осевых точек по вертикали с поперечными отклонением не более ± 2 мм на 100 м высоты. Реальная технология строительства привела к быстрому уничтожению пунктов внутренней разбивочной основы на исходном горизонте (перекрытии коробчатого фундамента) и прекращению оптической видимости сквозь «геодезические отверстия», в частности сквозь наращиваемую поэтажно вертикальную трубу на оси симметрии здания. Разбивочные работы, обеспечивающие вертикальность соответствующих конструкций и сооружения в целом, пришлось переориентировать на трудоемкие, менее точные, способы. Разбивки выполнялись относительно постоянных и временных пунктов внешней геодезической основы при помощи высокоточных теодолитов и электронных тахеометров прямыми угловыми засечками и полярным способом. Контрольными измерениями выявлены горизонтальные отклонения отдельных конструкций высотного здания, достигшие 60 % от допуска $0,001H$, где H – высота над нулевой отметкой.

Заключение. 1. В практике строительства и геодезического обеспечения строительства зданий и сооружений необходимо уделять должное внимание охране пунктов разбивочной геодезической сети и реализации проекта производства геодезических разбивочных работ.

2. В проектах геодезических разбивочных работ следует предусматривать альтернативные варианты способов геодезического обеспечения проектной геометрической точности строительства.

Список цитированных источников

1 ТКП 45-1.03-26-2006. (02250). Геодезические работы в строительстве. Технический кодекс установившейся практики. Правила проведения. Издание Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2006.

2 Справочник геодезиста. 2-е изд. Книга 2. – М.: Недра, 197. – С. 193–195.

УДК 728.8 (511.23)

ПРИМЕНЕНИЕ БЛОК-МОДУЛЬНОГО МЕТОДА ПРОЕКТИРОВАНИЯ СЕЛЬСКИХ ЖИЛЫХ КОМПЛЕКСОВ В ПРОВИНЦИИ ХЭНАНЬ

Фан Джиннионг

Введение. Провинция Хэнань в Китае – самая густонаселенная территория, где численность только сельского населения составляет около 65 миллионов человек. Это территория древнего заселения, где за тысячелетия сложились устойчивые архитектурно-строительные традиции. В настоящее время в условиях

активных социально-экономических перемен планами правительства Китайской Народной Республики учитываются и потребность решения проблем более масштабного строительства жилья в сельской местности. Это и увеличение объемов и темпов строительства, ускорение строительного процесса, в том числе и проектирования. Все это невозможно без совершенствования методики проектирования, в том числе и без использования новых методов выполнения проектных работ. Типологическая структура традиционного сельского жилища провинции Хэнань продолжает оказывать влияние на формирование современного жилища в сельской местности. Поэтому актуальностью становится применения таких методик проектирования, которые позволят ускорить этот процесс, обеспечить проектным решениям современные подходы к формированию объектов архитектуры и в то же время сохранить традиционные решения, соответствующие культурным традициям и местным природно-географическим условиям.

Основная часть. Сельское жилище под условием природно-климатических, исторических, социально-экономических условий формировались в виде объемно-планировочных структур комплексов "сыхэюань". "Сыхэюань" означает: "сы" – 4 стороны света; "хэ" – соединение; "юань" – двор. Такое название раскрывает суть комплекса: расположенный в центре квадратный дворик, по сторонам которого располагаются дома [1]. Комплекс "сыхэюань" может быть разделен на пять основных элементов: главный жилой дом, левый и правый жилые флигеля, хозяйственные строения и внутренний дворик.

Основные типологические варианты планировочных решений "сыхэюань" различаются по размещению главного жилого дома в структуре комплекса:

Тип 1. "Чианюанши" – планировочная схема усадьбы определяется размещением жилого дома в глубине усадьбы, что обеспечивает главному жилому помещению наилучшее солнечное освещение, защиту от ветра и формирование уютного укрытого пространства для жизни семьи.

Тип 2. "Хоуюанши" – планировочная схема усадьбы определяется размещением жилого дома рядом с улицей. По-прежнему создается уютное укрытое пространство с помощью внутреннего дворика, но размещение главного жилого дома рядом с улицей делает его помещения доступными для шума. Такой вариант распространен при небольших размерах земельного участка и при выполнении в комплексе и сопутствующих функциональных процессов (торговля, бытовое обслуживание и др.).

Тип 3. "Чианхоуюанши" – планировочная схема усадьбы определяется размещением жилого дома в центре усадьбы. Разделение двора на передний и задний позволяет лучше организовать хозяйственную и производственную деятельность, а также создать зону, предназначенную специально для отдыха. Но для такого комплекса требуется значительно больше территории, чем для других типов усадеб.

Все три типа в зависимости от вариантности планировочных решений, разделяются на подтипы. Но всегда сохраняется строгая определенность назначения и размещения компонентов комплекса "сыхэюань", что предоставляет широкие возможности использования методики блок-модульного проектирования. Отдельные элементы комплекса "сыхэюань" (главный "танву" и боковой жилой дома "сянфан", хозяйственная постройка "даоцзоу") могут быть представ-

лены в виде самостоятельных объемно-планировочных элементов, удобных как для отдельного строительства, так и для соединения в многоэлементные блок-схемы. Отдельным блок-модулям может быть обеспечена совместимость в архитектурном, конструктивном, инженерном и эстетическом отношениях. Определенное содействие работам по переустройству сельского жилища в Китае может оказать опыт проектировщиков СССР и Беларуси [2, 58], полученный в итоге развития и совершенствования проектирования серий жилых домов для сельской местности [3, 38 – 41].

Следует учитывать, что в современном “сыхэюань” одноэтажные жилые строения все чаще заменяются 2-х, а то и 3-этажными. Это позволяет экономить территорию, так как увеличивается площадь двора, а семья получает в свое распоряжение больше пространства. Ранее применявшаяся стоечно-балочная система с использованием дерева и кирпича вытесняется каркасной и монолитной системами на основе железобетона. Все большее распространение получают в сельском строительстве алюминиевые и стальные конструкции, современные кровельные и термоизоляционные материалы, позволяющие обеспечить высокое качество принимаемых решений, в том числе и планировочных. Главный жилой дом в “сыхэюань” теперь всегда состоит из нескольких взаимосвязанных функционально разных помещений. Установлены и нормативы для проектирования в сфере жилищного строительства. Государственные меры улучшения сферы сельского строительства ориентируют застройщиков на реализацию принципа: “учет местных условий, взаимодополнения разных видов энергии, комплексного использования, упора на реальный эффект” [4, 212]. Поэтому расширяется использование экологической и дешевой энергии: солнечной (на крышах размещают гелиотехнические установки) и болотного газа (во дворе устанавливают емкости для хранения газа). Все это, особенно повышенная этажность жилых домов, значительно изменяет архитектурно-художественный облик традиционных сельских поселений провинции Хэнань.

Но повышение этажности и усложнение планировки главного жилого здания создают условия для деления его на отдельные блок-ячейки. Поэтому как для 2-х и 3-этажных жилых зданий, так и для 1-этажных строений, возможна различная условная их разрезка (модулировка):

- горизонтальная модулировка расчленяет объект по горизонтальным уровням, что превращает каждый этаж, крышу и другие горизонтальные слои в самостоятельные объемно-планировочные элементы;

- вертикальная модулировка расчленяет объект вертикальными плоскостями на элементы, которые состоят из нескольких разных, соединенных вместе функциональных помещений. Соединение таких блок-модулей обеспечивает создание целостной структуры здания;

- комбинированная модулировка суммирует особенности горизонтальной и вертикальной модулировки;

- смешанная модулировка также суммирует особенности горизонтальной и вертикальной модулировки, но представляется возможность более широко использовать варианты блок-модулей [5, 53].

Различные сочетания блок-ячеек обеспечат заказчику вариантность при принятии решения в зависимости от конкретной градостроительной ситуации, экономи-

ческих возможностей, интересов и предпочтений семьи. Укрупненные блок-ячейки будут обеспечены необходимой автономностью планировочного решения и получат возможность свободной блокировки как горизонтальной, так и вертикальной (при 2-х и 3-этажной объемной структуре) блокировки. Важным исходным моментом будет обеспечение единых габаритов и конструктивных решений, что станет определенной гарантией получения различных комбинаций.

В разных композиционных схемах может измениться расположение главного жилого дома, не использоваться какой-то из боковых жилых домов, может не быть хозяйственного строения. Но двор, как элемент усадьбы, всегда является постоянным элементом, получающим лишь варианты формы в связи с разными его размерами или функциональным зонированием. Количество комбинаций (проектов жилых домов) на основе конкретной блок-схемы является производным от количества и вариантов выделенных в “сыхэюань” элементов. Применительно к архитектуре жилого комплекса “сыхэюань” возможно использование перестановок и сочетаний. В зависимости от выбора элементов можно получить любой вариант “сыхэюань”. Главный жилой дом и двор постоянно присутствуют во всех сочетаниях и перестановках, занимая конкретное место в планировочной структуре. Но другие элементы (правый и левый флигеля, хозяйственные строения) могут включаться в планировочные структуры в полном количественном представителе, могут включаться выборочно, но могут и не включаться вовсе. Поэтому подсчет показывает количество возможных вариантов комплекса “сыхэюань” – 105. Это означает, что использование методики блок-модульного проектирования дает возможность получать многообразные объемно-планировочные и архитектурно-художественные сельские жилые комплексы. Важно и то, что на современной основе получают развитие основы традиционных представлений о принципах формирования жилой среды, а значит, и традиций местной архитектуры.

Проектная документация серий зданий для новых “сыхэюань” и модернизации старых усадеб этого типа может выполняться как в обычном варианте для каждого отдельного строения, так и для типовых блок-модулей. Применение блок-модульной методики повысит качество проектных решений и окажет содействие снижению трудоемкости и сокращению сроков проектирования. Значительное количество вариантов на основе комбинаторики блок-модулей, с учетом вариантности архитектурных деталей, будет содействовать повышению качества жилой среды, формированию целостного архитектурно-художественного облика застройки населенных пунктов и развитию особенностей архитектурной школы провинции Хэнань.

Модульные элементы, обладая простотой геометрического построения, позволяют рационализировать технологический процесс изготовления и монтажа, обеспечивая серийность. Ориентируясь на конечный результат проектирования – проект современного комфортного, экономичного, как при строительстве, так и при эксплуатации, жилого комплекса, такая технология использует новый, не использовавшийся ранее в практике Китая, арсенал средств реализации архитектурной продукции с высоким уровнем современного дизайна и на основе индустриального изготовления. Модульная суть структуры “сыхэюань” позволяет рационализировать процессы конструирования средствами вычислительной техники, что повышает качество проектной продукции, сокращает сроки проектирования.

В последующем, при возникновении необходимости реконструкции, модульная структура формирования “сыхэюань” обеспечит создание различных модификаций комплексов, которые будут одновременно произведены современными архитектурными и обоснованным результатом развития традиционных решений. Сельское строительство в провинции Хэнань все более ориентируется на индустриальную основу и невозможно без совершенствования методики проектирования, повышение его технологичности за счет обеспечения вариативности проектных решений.

Заключение. 1. Закономерности формирования традиционной в провинции Хэнань сельской усадьбы “сыхэюань” определяют возможности выделения в ее структуре самостоятельных блок-модулей. Это позволяет проектную документацию на объекты сельского жилищного строительства разрабатывать как на усадьбу в целом, так и на отдельные дома (главный и боковые жилые дома, хозяйственные строения), входящие в состав усадеб “сыхэюань”, в виде блок-модулей. На современной основе, с ориентацией на индустриальные методы строительства получают развитие основы традиционных принципов формирования жилой среды и традиций местной архитектуры.

2. Главный жилой дом и двор постоянно будут присутствовать во всех сочетаниях и перестановках, занимая конкретное место в планировочной структуре. Но другие элементы (правый и левый флигеля, хозяйственные строения) могут включаться в планировочные структуры все одновременно, могут включаться выборочно, но могут и не включаться вовсе.

3. Функциональные и конструктивные особенности каждого здания (блок-модуля) в структуре усадьбы “сыхэюань” создают предпосылки для деления их на объемно-пространственные элементы, что может осуществляться в четырех вариантах (горизонтальная, вертикальная, комбинированная, смешанная модулировка), что может служить основой комбинаторики серийного проектирования каждого здания усадебного комплекса. Совместимость блок-модулей должна обеспечиваться взаимной увязкой планировочных, конструктивных, инженерных и архитектурно-художественных решений.

Список цитированных источников

1. Жилой комплекс “сыхэюань” // uihouse.cn [Электронный ресурс]. – 2008. – Режим доступа: <http://www.uihouse.cn/html/41/t-4341> – Дата доступа: 09.07.2008.
2. Кудиненко, А. Д. Планировка и застройка сельских населенных мест: учеб. пособие / А. Д. Кудиненко, И. Г. Малков. – Брест: Изд-во БГТУ, 2004. – 154 с.
3. Малков, И. Г. Усадебный дом в архитектуре современного белорусского села / И. Г. Малков. – Гомель: БелГТУ, 2002. – 94 с.
4. Строительство новой деревни: архитектурное проектирование / Комиссия по архитектуре и строительству Пекина, редкол.: Ли Гуангчуан [и др.]. – Пекин: Энергоэнергия, 2008. – 307 с. (на китайском яз.).
5. Чхартишвили, К. Д. Технологичность индустриальных серий усадебных жилых домов / К. Д. Чхартишвили // Планировка, застройка и благоустройство сел Украинской ССР. – К.: Будивельник. – 1986. – № 8. – С. 50–54.

ВАРИАНТЫ ВРЕМЕННЫХ ЗДАНИЙ ДЛЯ ЛИКВИДАЦИИ ПОСЛЕДСТВИЙ СТИХИЙНЫХ БЕДСТВИЙ В УСЛОВИЯХ КИТАЯ

Би Синь

Введение. Ни один из регионов Китая не застрахован от возникновения стихийных бедствий, в Китае происходит самое большое количество разных стихийных бедствий в мире. Они охватывают значительные по площади территории, многие люди теряют имущество и родных.

После стихийных бедствий самое важное – обеспечить пострадавших жильем, оказать медицинскую помощь, накормить, наладить быт. В 2008 г. правительство Китая приняло программу строительства при ликвидации последствий стихийных бедствий временного жилья для пострадавших. Конструкции зданий, которые необходимо строить в таких случаях, среди многих требований должны обеспечивать несложную транспортировку, быстрый монтаж и ряд других технологических требований. Расчетный срок существования лагерей для проживания пострадавших определен до 5 лет. Такой срок требует обеспечения необходимого уровня комфортности пребывания людей: оптимальное размещение; обеспечение необходимых функциональных процессов; среда, обладающая качествами видеозащиты и психологической реабилитации и др.

Основная часть. Нахождение Китая в зоне повышенной опасности возникновения различных стихийных бедствий требует постоянной готовности для быстрого выполнения строительных работ по созданию временных лагерей для размещения пострадавших. Создание таких поселений обеспечивается по разным направлениям, в том числе и средствами архитектуры. Для этого необходимо использование таких типов зданий, строительство которых может быть осуществлено в короткие сроки, и которые могут обеспечить комфорт проживания, условия для устранения стрессовых нагрузок и осуществления психологической реабилитации. Анализ накопленного в Китае опыта создания временных лагерей для ликвидации последствий стихийных бедствий позволяет определить наиболее оптимальные типы зданий и разработать рекомендации по их совершенствованию.

Временные здания и сооружения, которые используются в Китае для различных целей, в том числе и для ликвидации последствий стихийных бедствий, известны в различных вариантах:

1. Палатка – временное жилище или строение. Это быстро возводимая сборно-разборная конструкция, предназначенная для временного размещения и проживания людей, производства работ, хозяйственных нужд, а также складирования различных материалов, имущества и аппаратуры в полевых условиях. Обычно применяется для организации временных поселений туристами, путешественниками, вооруженными силами, а также представителями мобильных профессий – геологами, нефтяниками, газовиками, строителями, археологами и т. п.

Палатка обычно представляет собой тент, изготовленный из тканей с пленочным полимерным покрытием, которые обеспечивают 100 % водонепроницаемость и защиту от атмосферных осадков, или из брезента. Палатки подразделяют на: каркасные (тент укрепляется на деревянном, металлическом или пластиковом каркасе); стоечные; дуговые; бескаркасные [1].

В настоящее время с помощью новейших технологий, кроме этих общепринятых палаток, появились их новые типы. Например, надувные палатки, палатки из надувного каркаса и палатки из оцемментированного брезента.

Надувные палатки: конструктивная основа – цельный мягкий корпус из пропитанного волокнистого материала. Между слоями нагнетается воздух, который поддерживает конструкцию и формирует объем сооружения.

Палатки с надувным каркасом, который выполнен из мягкого материала, который получает конструктивные качества при нагнетании в него воздуха. Наружная поверхность этих палаток выполняется из пропитанного волокнистого материала [2, с. 142–156].

Палатки из оцемментированного брезента – это новотехнологические палатки. Их конструкция состоит из двухслойного брезентового покрытия, в которое заливается цементная смесь. Через 12 часов, когда цементная смесь затвердевает, создается прочная форма временного сооружения палаточного типа [3, с. 1].

2. Мобильное здание (жилой вагончик, вагон-дом) – универсальная конструкция, в которой основным несущим элементом является высокопрочный каркас. Такие здания обычно используют для туристских лагерей, административных, складских, бытовых, жилых целей (бытовки, мастерские, прорабские, посты охраны и др.).

Мобильные здания обычно известны как часть автотранспортных средств, поэтому их материалы и облик обычно зависят от форм самого автомобиля. Они обязательно делаются с колесами для более удобного перемещения, и должны учитывать все особенности транспортировки по транспортным коммуникациям. Мобильные здания обычно применяются там, где нельзя строить постоянные объекты или их строить не выгодно, так как они нужны лишь на непродолжительное время. Любое мобильное здание можно укомплектовать дополнительными системами оборудования: водоснабжение, канализация, теплоснабжение, кондиционирование. Но, как правило, эти здания имеют высокую стоимость.

3. Полносорборное здание – здание, которое полностью собирается из строительных элементов (колонны, балки, стойки, стеновые панели и т.д.). Строительство каменных и бетонных полносорборных сооружений (любых их видов) возможно для поставленных целей, но непозволительно с точки зрения значительных временных, трудовых и материальных затрат. Для ликвидации последствий применяются деревянные полносорборные здания (каркасные и щитовые) и металлические (легкометаллические комплектной поставки и блок-контейнерные).

Легкометаллическая каркасная конструкция создается стальными трубами с соединениями их на сварке. Каркас включает элементы жесткости в торцевых стенах из двух перекрещивающихся металлических труб. Основу стен формируют сэндвич-панели, которые крепятся к каркасу. Дверь и все окна обычно делают только в одной продольной стене (на главном фасаде), что предоставляет больше возможностей для компоновки блоков из отдельных зданий.

Контейнерные здания из сэндвич-панелей обладают следующими характеристиками:

- достаточные теплотехнические и звукозащитные качества;
- быстрый и несложный монтаж, сжатые сроки производства работ;
- возможность вести монтажные работы при любых погодных условиях;
- низкие затраты на строительство;
- достаточно высокая сопротивляемость механическим воздействиям [4].

Сэндвич-панели по функциональному назначению разделяются на стеновые и кровельные. Все эти панели обладают высокими механическими свойствами, которые позволяют применять их в зданиях и сооружениях. Причем, стеновые панели при дополнительном металлическом каркасе могут применяться и в качестве панелей для пола. Результаты расчета толщины сэндвич-панелей временных зданий в разных климатических областях, выполненные с соблюдением требований к теплотехническим характеристикам жилых и общественных зданий (Государственный стандарт КНР) показывают, что сэндвич-панели с утеплителем из пенополиуретана наиболее выгодные. При температуре – 42 (минимальная температура в Китае) толщина кровельных панелей равняется 64,4 мм, а толщина стеновых панелей равняется 43 мм, что обеспечивает требования к теплотехническим характеристикам жилых зданий. Толщина кровельных панелей 59 мм, а стеновых панелей 44,3 мм обеспечивают требования к теплотехническим характеристикам общественных зданий [5, с. 11-12, 29, 31, 70]. Использование других видов утеплителя влияет на толщину панелей незначительно. Но выбор типа панелей зависит и от возможности производства их в конкретных провинциях Китая, то есть от наличия производственной базы.

По количеству контейнеров, используемых для формирования отдельного здания, они подразделяют на 2 типа: здание из одного контейнера и здание из двух и более контейнеров.

По способу монтажа подразделяются на 2 типа: здание, которое собирается на заводе, и здание, которое собирается на территории применения.

Контейнерные и сборные здания из сэндвич-панелей несмотря на простоту объемных решений позволяют получить варианты решения за счет разных приемов блокировки, различных решений крыш (односкатная или двускатная), а также с помощью разных колористических решений. Во временном лагере в городе Меньян, сформированном из зданий из сэндвич-панелей, преобладают два цвета: стены – белые, крыши и металлические уголки для защиты угловых стыков – синие.

Обследование в марте 2009 г. объектов в восемнадцати временных лагерях в городе Меньян провинции Сычуань проводилось после 8 месяцев их использования. Натурное обследование, опросы пользователей и специалистов показали следующее:

- основным типом временного сооружения стало сборное здание, разделенное на отдельные помещения (используемая площадь одного помещения 20 м²). Стены и крыша из сэндвич-панелей (утеплитель – пенополиуретан толщиной 75мм), с соединением панелей в паз, с помощью тянущего болта и накладкой из оцинкованного листа. Конструктивных решения два: с легкометаллическим каркасом (пустотелые трубы сечения 70 x 70 мм) и без каркаса. Фундамент ленточный из кирпича или бетона, пол кирпичный;

- объемно-планировочные решения временных зданий на территории города Меньян в основном обеспечивали выполнение функций проживания. На территории города Меньян было возведено 27000 жилых помещений, которые дополняли 5336 помещений для туалетов, кухонь и пунктов водоснабжения. Еще 7048 помещений было возведено для школ и пунктов водоснабжения для госпиталя. Используются и другие общественные здания и сооружения коммунального назначения, уцелевшие во время землетрясения, но их недостаточно;

- большие окна на двух стенах обеспечивают хорошую инсоляцию, но отсутствие искусственного отопления и кондиционера не содействовало созданию в поме-

щениях комфортной температуры. Соединение панели в паз с укреплением только с помощью тянущего болта и оцинкованного листа не обеспечивало надежность стыка, частыми были протекания от дождей. Пол и фундаменты делались без гидроизоляции, что также стало одной из причин сырости в помещениях;

- все здания имеют одинаковые размеры и архитектурный облик, нет различий по функциональному назначению. Формы зданий практически одинаковые, различия только в устройстве крыши: одно- или двухскатная. Ограниченный выбор цветовых решений: синяя крыша и белая стена.

Обследование лагерей в провинции Сычуань, построенных для ликвидации землетрясения 2008 г., показывает, что возможности создания разнообразия в среде, формирующейся для проживания людей, оказавшихся в тяжелых жизненных условиях и нуждающихся в экстренной, прежде всего, психологической реабилитации, используются не в полной мере. Применение единственного компоновочного решения, единого цветового решения привело к однообразию и монотонности, превратив застройку в однообразную, унылую фоновую массу, лишенную каких-то акцентов. Оказалось, что в такой среде людям даже сложно ориентироваться.

Анализ результатов обследования делает возможным разработку предложений по совершенствованию нормативной базы и архитектурно-конструктивных решений, используемых в создании временных объектов для ликвидации последствий стихийных бедствий и рекомендаций по улучшению архитектурной среды временных лагерей для проживания пострадавших.

Заключение. 1. Здания для временного применения при ликвидации последствий стихийных бедствий, чтобы в самый короткий срок обеспечить пострадавшим необходимые комфортные условия, должны соответствовать следующим требованиям:

- прочность (обеспечение пострадавших надежным жильем со сроком эксплуатации не менее 2–5 лет, возможность повторного использования);
- комфортабельность (хорошая теплоизоляция, защита от атмосферных осадков, теплозащита, оптимальная площадь и высота помещения);
- технологичность монтажа (легкий и быстрый монтаж, возможное участие в монтаже самих пострадавших);
- транспортировка (несложность погрузки и разгрузки, транспортировка доступными транспортными средствами);
- экономичность (при производстве, при монтаже, при демонтаже);
- эстетичность (оптимальное размещение в пространстве, качественная архитектурная среда, обеспечивающая видеозекологию и психологическую реабилитацию).

2. Анализ особенностей 4-х типов временных зданий показывает различные возможности их использования при ликвидации последствий стихийных бедствий:

- первый этап временного размещения для пострадавших лучше реализуется с помощью палаток (дешевизна, простая транспортировка, быстрый монтаж). Но они не обеспечивают прочность, комфорт и эстетику временного лагеря для проживания пострадавших. Поэтому, если возможно, после решения проблем первого этапа, сразу же приступать к строительству других типов зданий для размещения пострадавших;

-- высокая стоимость мобильных зданий является существенным препятствием для размещения пострадавших;

– полносборные легкометаллические и контейнерные здания являются самыми оптимальными для временного применения при ликвидации последствий стихийных бедствий;

– технические характеристики сэндвич-панелей обеспечивают не только комфортность пребывания людей в созданных ими пространствах, но и могут лучше других вариантов временных зданий улучшить эстетику реабилитационной среды для пострадавших за счет композиционной комбинации при блокировании объектов и колористических решений.

Список цитированных источников

1. Каталог разных палаток // [Электронный ресурс]. – 2007. – Режим доступа: <http://ru.wikipedia.org/wiki/>. – Дата доступа: 15.06.2007.
2. Ян, Шилинь. Композит. строительный материал и его использование / Шилинь Ян [и др.]. – Пекин. Издательство химической промышленности, 2006. – 285 с. (на китайском яз.)
3. Ян, Шаовен. Английские новотехнологичные военные палатки / Шаовен Ян // Журнал иностранной технологии. – 2005. – №4. – 67 с. (на китайском яз.)
4. Сэндвич-панели, кровельные сэндвич-панели, стеновые сэндвич-панели // [Электронный ресурс]. – 2007. – Режим доступа: <http://building.electroshield.ru/elements/sandvich/>. – Дата доступа: 18.11.2007.
5. Требования к теплотехническим характеристикам жилых и общественных зданий. Государственный стандарт КНР (GB50176-93р). – Пекин: Министерство строительства Китая, 2006. – 84 с. (на китайском яз.)

УДК 332.132

МЕТОДИЧЕСКИЕ ПОДХОДЫ К ОПРЕДЕЛЕНИЮ ЭФФЕКТИВНОСТИ И ОЦЕНКЕ РЕЗУЛЬТАТОВ РЕОРГАНИЗАЦИИ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ТЕРРИТОРИЙ

Яровенко С.М., Селькин Д.М.

Введение. Реорганизация производственных территорий является одной из наиболее актуальных задач развития г. Москвы. Решение этой задачи должно снять противоречия между неизжитой практикой экстенсивного использования производственными предприятиями огромных территорий города, сформировавшейся еще в период индустриализации, и специальными, экологическими, градостроительными, бюджетно-налоговыми интересами населения. Такие задачи стоят перед всеми старопромышленными городами мира, но в Москве проблема разгрузки территорий от малоэффективных, ресурсоемких и социально неоправданных производств ощущается наиболее остро и поэтому закономерно рассматривается в качестве одного из приоритетных направлений развития города.

Организационно-правовые формы реорганизации промышленных территорий. При перебазирувании и реформировании предприятий, расположенных в производственных зонах, важнейшее значение имеют модернизация технологических процессов, развитие инфраструктурного обеспечения предприятий. Использование современных архитектурно-планировочных схем индустриального строительства производственных площадей позволит концентрировать производственные мощности перебазируемых или реформируемых предприятий в едином промышленном комплексе и создавать их в форме промышленного кондоминиума.

Бесперебойное и эффективное инфраструктурное обеспечение является одним из важнейших условий перебазирувания и устойчивого функционирования промышленных предприятий. Обеспечивая услугами промышленных потребителей, инфраструктура во многом предопределяет возможные перспективы и пути промышленного перебазирувания выводимых предприятий.

Именно такое образование, как промышленный кондоминиум, наиболее адекватно отражает специфику отношений, складывающихся в процессе владения элементами общей инженерной инфраструктуры в границах определенного ареала, которым является производственная зона города.

Промышленный кондоминиум является альтернативой действующей системе размещения предприятий и использования внешнего инфраструктурного обеспечения промышленных предприятий. Создание промышленного кондоминиума позволяет перебазируемым промышленным предприятиям отказаться от централизованной системы инфраструктурного обеспечения.

Организационно-правовое оформление промышленного кондоминиума имеет форму акционерного общества, участники которого объединены сложной системой имущественных, экономических и производственных отношений. Во-первых, они остаются производителями работ (услуг), поэтому им присущи все отношения, которые складываются между производителями и потребителями услуг. Во-вторых, они становятся учредителями данного акционерного общества, а значит, собственниками. В-третьих, они становятся соинвесторами. В четвертых, участники кондоминиума совместно владеют инженерной инфраструктурой и заинтересованы в ее эффективном функционировании.

Таким образом, предметом деятельности промышленного кондоминиума являются:

- обеспечение согласия членов кондоминиума – владельцев общей производственной инфраструктуры о порядке реализации ими своих прав по владению, пользованию и распоряжению общей собственностью;
- осуществление деятельности по строительству, реконструкции, содержанию, ремонту, эксплуатации и управлению общей производственной инфраструктурой;
- обеспечение надлежащего санитарного, экологического и т.п. состояния инфраструктуры;
- защита интересов членов кондоминиума по вопросам инфраструктурного обеспечения.

Создание промышленного кондоминиума при перебазирувании или реформировании производственных территорий позволит промышленным предприятиям отказаться от централизованной системы инфраструктурного обеспечения, которая во многом не удовлетворяет предприятия, а аккумуляция средств внутри кондоминиума позволит создать альтернативную систему инфраструктурного обеспечения, которая будет предоставлять услуги требуемого качества.

Предлагаемая концепция реформирования производственных территорий на основе формирования промышленных кондоминиумов имеет экономическую, управленческую (организационную), социальную, технологическую и экологическую значимость и целесообразность. Кроме того, кондоминиум будет являться фактором страхования от техногенных катастроф.

Решение проблем инфраструктурного обеспечения промышленных предприятий может быть достигнуто путем одновременного использования и увязки между собой рыночных механизмов, профессионализма хозяйственников, потенциала инвесторов. Такая своеобразная модель интеграции реализуется через стыковку интересов участников процесса реформирования производственных территорий, приведенную в вертикально-интегрированную систему, обеспечивающую управляемость процесса и эффективность вложений средств.

Объединение промышленных предприятий в кондоминиумы базируется на следующих основных принципах их будущего взаимодействия:

- равные возможности и добровольность участия всех заинтересованных субъектов независимо от форм собственности;
- интеграция интересов, капитала и интеллектуального потенциала участников проекта;
- максимальное использование собственных ресурсов участников и акционеров;
- ориентация на географический, организационный и рыночный потенциал города, региона;
- реализация интересов всех участников программы.

В целом создание и функционирование промышленных кондоминиумов поможет решить следующие задачи:

- формирование альтернативной системы инфраструктурного обеспечения для промышленных предприятий города;
- строительство новых инфраструктурных объектов и сетей для промышленных предприятий города;
- бесперебойное инфраструктурное обеспечение промышленных предприятий;
- снижение риска техногенных ситуаций и сохранение экологии региона.

Система управления промышленным кондоминиумом ориентирована на обеспечение управляемости и эффективности. Механизмы обеспечения управляемости и эффективности позволяют:

- достичь минимального риска для инвесторов при реализации мероприятий проекта;
- обеспечить инновационный характер мероприятий проекта;
- включить в работу другие механизмы жизнеобеспечения проекта;
- создать работоспособную управляющую структуру, основанную на интеграции интересов учредителей.

Механизмы контроля обеспечивают жизнедеятельность кондоминиума и ориентированы на эффективное и адресное использование вложенных средств. Целесообразность контрольных функций продиктована защитой интересов участников кондоминиума, защитой частных инвестиций и целевых бюджетных ассигнований.

Экономическая эффективность реорганизации промышленных территорий. Экономическая и организационная целесообразность для промышленных предприятий участвовать в формировании промышленного кондоминиума подтверждается целым рядом факторов экономической эффективности:

- эффект компактности расположения – минимальный уровень эксплуатационных расходов производственной инфраструктуры;

- демонополизация рынка коммунальных услуг — создание альтернативной системы инфраструктурного обеспечения промышленных предприятий;
- инновационный эффект — внедрение новых технологий, новых методов управления;
- экологический эффект — сохранение окружающей среды;
- социальный эффект — создание новых рабочих мест;
- экономия кредитных ресурсов — привлечение частных инвестиций;
- снижение риска техногенных аварий и катастроф;
- минимизация производственных издержек;
- привлечение свободных финансовых ресурсов в развитие производственной инфраструктуры;
- капитализация финансовых вложений частных инвесторов.

Таким образом, промышленные кондоминиумы можно рассматривать как перспективную форму нового хозяйственного образования, адекватного целям, задачам и характеру процессов реорганизации промышленных территорий и способного существенно интенсифицировать этот процесс.

Кроме промышленных кондоминиумов, объединяющих в себе промышленные предприятия, являющиеся объектом перебазирования и реформирования, очевидна необходимость формирования новых хозяйственных образований, которые решали бы организационные и экономические вопросы процесса реорганизации производственной территории в целом. К таким хозяйственным образованиям в первую очередь можно отнести управляющие компании производственных территорий, а также Фонд резервных территорий города — структуру, которая занималась бы вопросами подбора и резервирования территорий для размещения перебазируемых промышленных предприятий. Подбор и резервирование территорий для перебазирования — важнейший этап всего процесса реорганизации производственных территорий. Именно поэтому, например, резервирование земельных участков для перебазирования предприятий и организаций является одним из первоочередных мероприятий.

В условиях Москвы в целях создания банка резервных территорий города, предусматриваемых для развития производственных функций, перебазирования предприятий, рационализации размещения промышленности может быть предложено создание (в качестве такой специализированной организации) некоммерческого Фонда резервных территорий города Москвы.

Организация Фонда может быть осуществлена в форме некоммерческой организации со 100-процентной долей города в уставном капитале.

Целями и задачами некоммерческой организации г. Москвы Фонда резервных территорий города Москвы является подготовка правоустанавливающих и правоудостоверяющих документов на земельные участки для перебазирования предприятий (организаций) и иных документов.

Фонд участвует в процессе подбора земельных участков для перебазирования, резервировании земельных участков для государственных и муниципальных нужд, обеспечивает участие города правами аренды земельных участков в уставных капиталах управляющих компаний производственных территорий.

В своей деятельности по координации процессов реорганизации производственных территорий в целях привлечения инвестиций в проекты реорганизации производственных территорий и перебазирования предприятий Фонд взаимодействует с управляющими компаниями конкретных производственных территорий. Управляющие компании производственных территорий могут создаваться в следующих организационно-правовых формах:

- государственные унитарные предприятия;

- акционерные общества без государственного участия;
- акционерные общества с государственным, в том числе городским, участием.

В качестве соучредителей могут выступать организации-застройщики, девелоперские компании и иные организации, обладающие необходимыми финансовыми ресурсами для осуществления перебазирувания предприятий. Средства соучредителей должны обеспечить финансирование всего объема предпроектных, проектных и общестроительных работ для перебазирувания предприятий.

Заключение. Для успешного функционирования механизма реорганизации промышленных территорий основной задачей является обеспечение баланса интересов предприятий, инвесторов и администрации города. Администрации города необходимо заинтересовать потенциальных инвесторов участвовать в процессе именно перебазирувания эффективных предприятий, а не их ликвидации. В конечном счете, реализация механизма реорганизации производственных территорий должна иметь социально-экономический эффект в результате решения жилищных, социальных, транспортных и других проблем города.

Таким образом, в условиях рыночной экономики правообеспечение организационных и экономических механизмов воздействия на промышленные предприятия со стороны городских властей как субъекта, отвечающего за комплексное развитие экономики города, эффективное социально ориентированное использование территорий города, становится решающим условием достижения положительных результатов в процессе реорганизации производственных территорий.

Список цитированных источников

1. Кольванов, А.С. Ликвидация и реорганизация предприятий / А.С. Кольванов. – М.: Изд-во «Книга сервис», 2003.
2. Кузнецова, О. Теоретические основы государственного регулирования экономического развития регионов / О. Кузнецова // Вопросы экономики. – 2002. – № 4.
3. Лапин, В. Стратегия сохранения и развития наукоградов / В. Лапин // Экономист. – 2002. – № 9.
4. Опыт реорганизации промышленных территорий в крупных городах Европы (на примере Парижа, Лондона, Берлина) / В. Е. Белов, К. К. Баранова, Ал. А. Громько – М.: ОГНИ, 2004.
5. Сухинина, Л.Н., Сизов, А.П. Резервы города — в промзонах / Л.Н. Сухинина, А.П. Сизов // Архитектура и строительство Москвы. – 1996. – № 1.
6. Сапожников, А.А. Региональная адаптация промышленных предприятий: постановка проблемы / А.А. Сапожников – Братск: ГОУ ВПО «БрГТУ», 2004.

УДК 658.012.2

МЕТОДЫ РЕСТРУКТУРИЗАЦИИ И ДИВЕРСИФИКАЦИИ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ СИСТЕМ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Варсемашвили Д.Г.

Введение. Преобразования в народнохозяйственном комплексе России ведут к необходимости реорганизации системы управления во всех звеньях и на всех уровнях. Необходимы изменения как в хозяйственном механизме, так и в самих производственных системах, в том числе и в инвестиционно-строительном комплексе страны. В связи с чем возникает необходимость поиска путей реализации накопленного потенциала в других сферах деятельности или на иных рынках сбыта строительной продукции и строительных услуг. Для эффективного решения возникающих перед строительными организациями проблем они вынуждены идти на реструктуризацию, коренные изменения в стратегиях развития, в организационных структурах и формах, методах управления, чтобы повысить гибкость поведения в условиях конкурентной рыночной среды.

В этой связи проблема эффективного выбора направлений стратегического развития, в том числе диверсификационного, представляется весьма актуальной, а решение ее может обеспечить выживание строительных организаций в условиях постоянно изменяющейся внешней и внутренней среды. При этом особое значение приобретают задачи наиболее полного использования уже созданного потенциала строительных организаций, что будет способствовать росту эффективности их деятельности при одновременном снижении уровня рисков, связанных с реализацией стратегии диверсификации. С нашей точки зрения, диверсификация явилась следствием именно этих причин и отражает кибернетический закон необходимого разнообразия, гласящий о том, что, чем разнообразнее управляемая система, тем большим разнообразием должна обладать система управления. Диверсификация как процесс выделения в системах новых видов деятельности и поиска новых рынков сбыта строительной продукции и стала следствием возникшего в 90-е годы рыночного разнообразия инвестиционных целей в экономике. Следует отметить, что, несмотря на события последних десятилетий, повлекших за собой коренную перестройку всей экономики, в организации и технологии строительства сохранились устойчивые тенденции. В то же время за последние годы возникли новые явления и в капитальном строительстве, потребовавшие актуализировать и организационные решения.

Строительная организация как сложная производственная система. Повышение эффективности реализации управленческих процессов в самом инвестиционно-строительном комплексе под влиянием изменяющихся условий и потребностей внешней и внутренней среды происходит по всем уровням управленческой иерархии строительной отрасли. Управленческие процессы взаимосвязаны по горизонтали и вертикали. Если на верхних уровнях управления строительного комплекса формирование взаимосвязей подчиняется преимущественно иерархическим закономерностям, то на нижних уровнях эти взаимосвязи более выражены в горизонтальном разрезе. На верхних уровнях управленческой иерархии особое значение имеют как вертикальные, так и горизонтальные межличностные связи. На нижних уровнях определяющими являются горизонтальные технологические связи. Следует отметить, что успешное функционирование инвестиционно-строительного комплекса зависит, прежде всего, от его нижнего уровня, т.е. деятельности строительных организаций.

Строительные организации и предприятия других отраслей, входящих в целом в инвестиционный комплекс, представляют собой сложные производственные системы и, следовательно, их анализ, оптимизация и синтез должны основываться на системных исследованиях.

В этом плане строительство как материально-производственная система представляет собой одну из самых сложных, вероятностных структур народного хозяйства. Это объясняется рядом причин и обстоятельств, так как конечный продукт всего инвестиционного процесса имеет значительные отличия от традиционных промышленных товаров или продукции сельского хозяйства. К таким отличиям можно отнести:

- неподвижность зданий и сооружений, что формирует специфические отношения на рынке строительной продукции между инвестором, управляющим стройкой и подрядными организациями;
- большая продолжительность производственного цикла, в течение которого различного рода ресурсы перерабатываются в конечный строительный товар, что требует определенной целостности от организации и управления технологическими процессами;

- высокая продолжительность жизненного цикла самого объекта - от нескольких десятилетий до нескольких тысячелетий, что требует создания особой системы сервиса и особых правил эксплуатации зданий и сооружений;

- высокая стоимость инвестиционного проекта, которая заставляет инвестора на длительный срок замораживать финансовые ресурсы, а строительные организации - иметь значительные оборотные средства (собственные или заемные);

- сложность структуры инвестиционных процессов, требующая привлечения к его реализации большого количества участников, материалов, конструкций, оборудования и т.п., обеспечение синхронной совместной работы которых требует особых организационно-технологических решений.

Вместе с тем, последние тенденции в развитии рынка строительных продуктов и услуг свидетельствуют о том, что большую часть субъектов данного рынка будут представлять узкоспециализированные строительные организации, способные гибко реагировать на различные изменения в структуре и размещении капитального строительства.

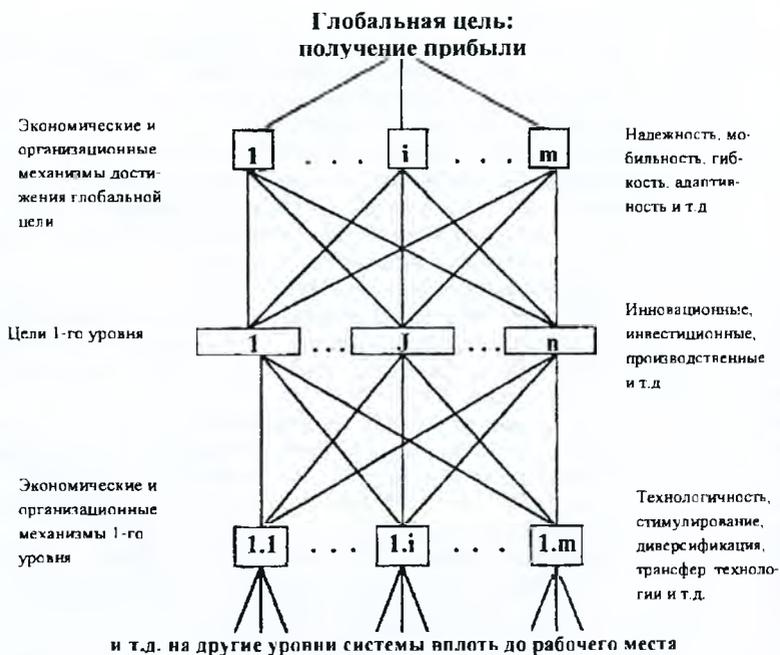
В рыночной экономике изменилась сама критериальная сущность - на первый план выходят финансовые результаты деятельности системы, которым подчиняются производственные подразделения и, прежде всего, прибыль. Следовательно, организационные системы, в том числе и в строительстве, должны проектироваться или реструктуризоваться исходя именно из этого глобального критерия.

В строительстве на объемы и время поступления прибыли влияет масса факторов. Существенную роль играют сезонные колебания, когда в зимнее время затруднено производство ряда работ, в весенний и осенний периоды затрудняется поставка материалов, доставка рабочих на отдаленные стройки и т.п. Есть особые климатические условия, при которых запрещается производство ряда работ. Кроме этого, сам спрос на строительную продукцию не равномерен и по времени, и по регионам. Это существенным образом снижает потенциальную массу прибыли. Уменьшить потери, вызванные данными факторами, возможно только путем реструктуризации предприятий, введением в них подразделений, способных компенсировать эти потери. Такие подразделения могут быть напрямую не связаны со строительным производством и иметь другие технологические цели и задачи. Однако главное - их способность в периоды снижения загрузки потенциала строительной части обеспечивать непрерывное поступление финансовых ресурсов в систему.

В США ряд строительных крупных фирм имеют около 50% дохода, напрямую не связанного с основным предназначением этих фирм - выполнением строительно-монтажных работ, что и является проявлением такой формы гибкой организации строительной системы, как диверсификация.

Формирование критерия функционирования строительных организаций. Исследуя строительные организации как сложные вероятностные производственные системы, необходимо исходить из главного их целостности, определяемой, прежде всего, наличием единой цели и локальных целей, корреспондирующих с глобальной. Все остальные качества и свойства систем имеют вторичное, хотя зачастую и определяющее значение. В общем случае проблема обеспечения целостности строительной системы может быть изображена в виде схемы, приведенной на рисунке 1.

Понятие целостности весьма обширно и включает в себя интеграцию и специализацию, надежность и гибкость, самодостаточность и самоорганизацию, каналы связи и т.п.



□ цели □ механизмы достижения целей
 m - количество экономических и организационных механизмов на различных уровнях;
 n - количество целей системы на различных уровнях

Рисунок 1 – Схема обеспечения целостности строительной системы

Проблема повышения гибкости строительных организаций чрезвычайно актуальна, так как именно строительство является фундаментом решения крупных экономических и социальных задач и отражает инвестиционное состояние экономики. Взаимодействие строительных организаций с другими предприятиями инвестиционного комплекса требует обеспечения и целостности, и надежности, и гибкости строительной системы.

Рост производительных сил ведет и к соответствующим преобразованиям в системах управления с целью обеспечения их адаптивности к различного рода изменениям. К последним относятся колебания в инвестиционной политике государства, структурах строительно-монтажных работ, территориальном размещении строительных заказов, проектных решениях объектов, в технологии и организации работ и т.п. Анализ показывает, что потери производственных мощностей строительных организаций, вследствие их невысокой гибкости, могут достигать 30-40%.

Заключение. Современное положение строительного комплекса России характеризуется, с одной стороны, подъемом инвестиционной активности, ростом в последние годы загрузки мощностей ряда строительно-монтажных организа-

ций, особенно ведущих жилищное строительство и выполняющих государственные заказы по бюджетным источникам финансирования. С другой стороны, многие строительные организации ищут альтернативные источники финансовых средств, выходят на новые рынки, или расширяют профили производства и услуг с целью повышения гибкости и адаптивности и снижения рисков функционирования в условиях постоянно изменяющейся рыночной среды. В настоящее время весьма важным становится повышение конкурентоспособности организаций, в том числе и на основе реализации стратегии диверсификации.

Строительные организации необходимо рассматривать как сложные вероятностные производственные системы, целостность которых обеспечивается через единство целеполагания и согласованность механизмов достижения глобальной цели. В условиях социально-ориентированной рыночной экономики такой глобальной целью выступает прибыль предприятия, размеры которой позволяют вести воспроизводственные процессы. Для достижения максимальной прибыли все части строительной организации - от технологической до управленческой - должны обеспечивать соответствующие организационно-экономические действия.

Список цитированных источников

1. Аронов, А. М., Петров, А. Н. Диверсификация производства: теория и стратегия развития. – СПб.: Лениздат, 2000. – 128 с.
2. Головач, Э.П. Организационная надежность и устойчивость предприятий инвестиционно-строительного комплекса. – М.: Фонд «Новое тысячелетие», 2001. – 249 с.
3. Гольдштейн, Г.Я. Стратегический менеджмент. – Т.: Скиф, 2000. – 451 с.
4. Гусаков, А.А., Прыкин, Б.В., Яровенко, С.М. [и др.] Организационно-технологическая надежность строительства. – М.: SvR – Аргус, 1994. – 472 с.
5. Портер, М. Международная конкуренция. – М.: Международные отношения, 1993. – 896 с.
6. Рубахов А.И. Гибкость и устойчивость производственных систем в строительстве. – Брест: Изд. БГТУ, 2001. – с. 312
7. Рубахов, А.И. Повышение гибкости и устойчивости строительных предприятий. – М.: Фонд «Новое тысячелетие», 2002. – 132 с.
8. Системотехника, под ред. А.А. Гусакова. – М.: Фонд «Новое тысячелетие», 2002. – 768 с.
9. Тупицын, А.Л. Диверсификация предприятия. – Новосибирск, 2004. – 150 с.
10. Экспертные системы в проектировании и управлении строительством / А.А. Гусаков, Н.М. Ильин, Х. Эдели [и др.] – М.: Стройиздат, 1995. – 296 с.

УДК 69.05:338.262

К ВОПРОСУ ОПЕРАТИВНОГО ПЛАНИРОВАНИЯ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Павлючук Ю.Н., Срывкина Л.Г.

Введение. Повышение эффективности строительного производства в значительной степени определяется качеством решений, принимаемых на стадии оперативного управления, которое реализуется на основе оперативного планирования. В настоящее время эти вопросы в практике строительства решаются в основном формально. Тем не менее, это достаточно сложная проблема, которая должна учитывать вероятностный характер и динамику строительного производства.

Особенностью функционирования строительных организаций является многоцелевой характер их деятельности и нестабильность внешней и внутренней среды. При этом периодически возникает необходимость целенаправленно из-

менять промежуточные плановые показатели, чтобы обеспечить выполнение основной цели – ввода объекта в установленный договором срок. Это обуславливает нежелательность жестких постановок задач в области управления и накладывает особые требования на гибкость используемых для их решения программных средств: возможность настройки моделей на различные условия практики строительства, учет при формировании критериев оптимальности спектра целей и возможность варьирования приоритетами этих целей в зависимости от конкретных условий работы подрядной организации.

Постановка задачи оперативного планирования. Целью оперативного планирования и управления работой строительного-монтажных организаций и их подразделений является обеспечение выполнения производственной программы при наиболее полном использовании мощности организации, своевременном предоставлении фронта работ смежным организациям и достижении высоких производственных результатов.

Задача оперативного планирования состоит в разработке документации, определяющей комплекс организационно-технологических решений по выполнению производственной программы строительного-монтажной организации и ее подразделений на некоторый промежуток времени (месяц, декаду, неделю), которая заключается:

1) в определении из числа предусмотренных текущим планом такого набора работ, который мог бы быть выполнен в течение этого периода при условии обеспеченности всеми необходимыми ресурсами: материалами, строительными машинами, рабочими кадрами. Оптимальность набора работ подразумевает максимизацию (минимизацию) целевой функции, которая может представлять собой объем строительного-монтажных работ, величину прибыли, уровень соблюдения предусмотренных текущим планом сроков и т. д.;

2) формировании оптимального маршрута движения бригад по объектам оперативного плана.

При решении первой задачи по каждому из объектов, предусмотренных текущим планом, должны быть известны:

- объем строительного-монтажных работ, который следует выполнить до конца планируемого периода;
- нормативное количество каждого вида материальных ресурсов, необходимое для достижения этой цели;
- типы и количество строительных машин для выполнения запланированного объема работ;
- количество рабочих необходимой квалификации;
- наличие и возможность получения всех этих ресурсов.

Требуется сопоставить потребность в ресурсах с возможностью их получения, и при наличии дефицита найти такое их распределение, при котором достигается оптимальное значение некоторой целевой функции.

При решении вопроса о том, какие задания и в каком объеме будут выполняться в течение планируемого периода, предлагается учитывать приоритет объектов и размеры предоставленных заказчиками авансов на приобретение ресурсов. После распределения ресурсов на очередном этапе оставшееся у подрядчика количество ресурсов (материалов, авансов заказчика, строительных машин, трудовых ресурсов) и распределяемые объемы работ на объектах уменьшаются на соответствующие величины.

При решении второй задачи учитываются традиционные характеристики оптимальности маршрута движения бригад (звеньев) по объектам, которыми являются соблюдение установленных сроков выполнения заданий и минимум

простое рабочих и техники. Для решения этой задачи предлагается ввести показатель неоднородности загрузки бригады в рассматриваемом периоде, определяемый как средняя величина показателей загрузки рабочих бригады. На величину этого показателя оказывает влияние не только количество перебазировок, но и продолжительность работы на одном и том же объекте между двумя перебазировками. Нерациональный выбор маршрутов движения бригад, связанный с большим количеством переходов с объекта на объект и малой продолжительностью работы между двумя переходами, выражается в росте значения показателя неоднородности загрузки бригады, таким образом, он представляет своего рода «цену» перехода с объекта на объект.

Реализация вышеперечисленных задач оперативного планирования связана с обработкой большого объема информации и принятием решений в сжатые сроки, что вызывает необходимость применения современных информационных технологий и средств вычислительной техники. Традиционные способы формирования оперативных планов на ЭВМ, принятые в отечественной практике, в современных условиях обладают рядом недостатков. Они предусматривают разработку сетевых моделей, формирование календарных расписаний работ, разработку технологических объектных сетевых графиков, годовых календарных планов; при этом состав бригад при переходе с объекта на объект, как правило, подразумевается неизменным. Если речь идет об организациях, которые выполняют на объектах относительно малые объемы разнородных работ (например, ремонтно-строительные организации), это может оказаться невозможным. В случае выполнения малых объемов работ на объектах зачастую требуется выделять из состава бригад звенья.

Как свидетельствует практика, современные системы автоматизированного проектирования в строительстве в основном ориентированы на разработку архитектурно-строительной части проектно-сметной документации. В основном это связано с тем, что обычно процесс проектирования ассоциируется с созданием чертежа какой-либо детали, узла, агрегата, изделия. В этом смысле строительное проектирование традиционно отождествляется с архитектурно-строительным (в качестве изделия выступает конструкция, здание). Однако существенным, как по содержанию, так и по трудоемкости, разделом строительного проектирования является так называемое организационно-технологическое проектирование (ОТП), т.е. проектирование самого процесса создания будущего здания. Анализ исследований отечественных и зарубежных авторов и современного состояния автоматизации проектирования этого процесса на строительных предприятиях Республики Беларусь свидетельствует о том, что эта сфера содержит значительный потенциал для повышения эффективности функционирования строительного комплекса.

Целью проводимых авторами исследований является разработка и внедрение автоматизированной системы, позволяющей формировать оперативные планы работ строительной организации и маршруты движения бригад (звеньев) по объектам, включенным в план, и удовлетворяющей следующим требованиям:

- 1) реализация принципа непрерывности планирования, применимость системы к различным стадиям планирования (годовому, оперативному);
- 2) учет сложного стохастического характера строительного производства;
- 3) гибкость реализуемого алгоритма и возможность настройки модели на различные условия практики строительного производства;
- 4) многокритериальный подход к принятию решений;

5) возможность пошагового динамического процесса принятия решений, использования знаний специалистов (экспертов) для решения трудно формализуемых задач;

6) достаточная простота эксплуатации и возможность применения в строительных организациях с различной специализацией, структурой управления и масштабом;

7) использование возможностей современных информационных технологий;

8) соответствие современным условиям хозяйствования и действующей нормативной и законодательной базе.

Предлагаемый алгоритм решения данной задачи реализуется в три этапа.

Первый этап предусматривает:

а) разбивку объектов текущего плана на группы в зависимости от их приоритетности и обеспеченности авансами заказчиков;

б) формирования оперативного плана работы строительной организации на основе набора работ поочередно для каждой группы объектов с уменьшением при переходе к последующей группе количества ресурсов подрядной организации на величину, соответствующую объему ресурсов, распределенных на данном этапе. Для решения этой задачи используется стохастическая задача математического программирования, описанная в [1-4], в которой в качестве переменной x_j принимается доля выполнения j -го задания по объекту по отношению к объему, предусмотренному текущим планом.

Второй этап включает в себя проведение послеоптимизационного анализа, принятие решения о необходимости внесения корректировок в исходные данные и окончательное формирование оптимального плана – набора заданий на оперативный плановый период. Послеоптимизационный анализ состоит из анализа параметров модели на чувствительность, позволяющего сформулировать требования к точности исходных данных и выявить влияние изменения параметров на целевую функцию и на структуру оптимального плана. Он также дает возможность оценить целесообразность привлечения дополнительного количества ресурсов и целесообразность включения в план новых заданий.

Третий этап предусматривает формирование оптимального маршрута движения рабочих по заданиям оперативного плана с учетом соблюдения установленных сроков выполнения заданий и минимума простоев рабочих и техники.

Расчет эффективности. Поскольку планирование представляет собой одну из основных функций управления, связанную с формированием системы целей, определением их приоритетов, выбором средств и методов достижения целей, эффективность мероприятий по совершенствованию системы планирования целесообразно оценивать с точки зрения достижения поставленных целей.

Предлагаемая методика основана на расчете показателя эффективности оперативного планирования как степени отклонения от комплекса частных целей на основании расчета взвешенной суммы отклонений от этих целей с учетом их приоритетов. Сформулированы частные цели оперативного планирования:

1) повышение уровня выполнения заданий;

2) сокращение непроизводительных затрат рабочего времени;

3) сокращение затрат времени аппарата управления строительной организации на разработку оперативных планов.

Методика позволяет определить эффективность мероприятий по совершенствованию системы оперативного планирования сравнения достигнутого состояния с базисным, а также оценить степень достижения «идеального» состояния, соответствующего требованиям, предъявляемым к системе.

Заключение. Использование автоматизированной системы формирования оперативных планов работ строительной организации и маршрутов движения бригад (звеньев) по объектам, включенным в план позволяет:

- составить оптимальный оперативный план, при реализации которого достигается выполнение максимального объема работ, предусмотренного текущим планом, с учетом наличия необходимых ресурсов;
- определить эффективность привлечения дополнительного количества некоторого ресурса;
- оценить целесообразность включения в оперативный план новых объемов работ, не учтенных текущим планом;
- на основе анализа оптимального решения определить статус ресурсов и работ (заданий);
- провести анализ внутренней структуры модели и на его основании выявить чувствительности решения к изменению параметров модели по отдельности и в комплексе, сформулировать требования к точности исходных данных;
- определить целесообразность в рамках решения конкретной задачи мероприятий по изменению производительности ресурсов;
- оценить эффективность предлагаемой системы оперативного планирования.

Список цитированных источников

1. Павлючук, Ю. Н., Срывкина, Л. Г. Экономико-математическое моделирование процесса оперативного планирования в строительстве // Развитие инвестиционно-строительного комплекса России: сб. научных трудов; под общ. ред. д. т. н., проф. С. М. Яровенко. – М.: МИКХиС, 2004. – С. 182–187.
2. Павлючук, Ю. Н., Срывкина, Л. Г. Использование принципа двойственности при решении задач оперативного планирования в строительстве // Вестник БГТУ. Строительство и архитектура. – 2004. – № 1(25) – С. 251–257.
3. Павлючук, Ю. Н., Срывкина, Л. Г. Оптимизация оперативных планов в строительстве // Вестник БГТУ. – 2004. Экономика – № 3(27) – С. 85–89.
4. Павлючук, Ю. Н., Срывкина, Л. Г. Алгоритм решения задачи оперативного планирования в строительстве // Вестник БГТУ. Экономика. – 2005. – № 1(31): – С. 16–20.

УДК 338.242

РЕГУЛИРОВАНИЕ ЗАПАСОВ ПРИ ПРОИЗВОДСТВЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ ИЗДЕЛИЙ НА ПРЕДПРИЯТИЯХ СТРОЙИНДУСТРИИ

Куган С.Ф.

Система регулирования запасов предполагает оптимизацию производственных запасов. Оптимизация производственных запасов может осуществляться по различным критериям. Профессор В. Асанович рассматривает оптимизацию управления запасами с учетом временной стоимости денег[1]. Р.Уилсон рассматривает в качестве критерия оптимизации минимальные затраты. Это характерно для торговых предприятий. В стройиндустрии в качестве критерия выступает оптимизация отношения между затратами и потерями основного производства. Этот критерий использован в данной статье.

Управление предприятием можно рассматривать как планирование, организацию, контроль и регулирование материальных, информационных и финансовых потоков и запасов. Под потоком мы подразумеваем дискретное или непрерывное движение любого ресурса в определенном направлении и с заданной целью. Для того чтобы обеспечить непрерывность потоков создаются запасы. Под запасом мы понимаем накопленные и сосредоточенные в одном месте ресурсы. Формирование запасов требует финансирования и времени. Излишние запасы извлекают из оборота ресурсы предприятия.

Большую часть запасов предприятия представляют материалы. Поэтому именно для них необходима оптимизация.

Оптимизацию запасов смоделируем на примере.

Запасы сырья и материалов рассчитываются исходя из запланированных потребностей предприятия. Эти потребности отражены в производственном плане, там же производится расчёт товарной продукции в действующих ценах [2].

План производства плит пустотного настила на 2008 год по филиалу «Завод ЖБК» ОАО «Строительный трест №8» составляет на год 11850 м³ со следующей разбивкой по кварталам:

I квартал – 2820 м³; II квартал – 2920 м³; III квартал – 3020 м³; IV квартал – 3090 м³.

Исходя из плана производства, рассчитывается потребность под производство в материалах. Расчёт расхода материалов поквартально для производства плиты пустотного настила представлен в таблице 1.

Требования к материалам указаны в «Технологической карте» для плит перекрытия железобетонных пустотных ТК-3-03 [3].

Закупка сырья и материалов требует достаточных денежных вложений и времени, поэтому запасы сырья и материалов рассчитываются с резервом 5-7 дней.

Таблица 1 – Поквартальный расчёт расхода материалов входящих в состав изделия ПК60.15-8Фт800а (плита пустотного настила).

№ п/п	Наименование материала	Ед. Изм.	I квартал	II квартал	III квартал	IV квартал
1	Цемент М500	тн	389,160	402,960	416,780	426,420
2	Щебень 5-20гр 4	тн	2044,500	2117,000	2189,500	2240,250
3	Песок природный	тн	1463,580	1515,480	1567,980	1603,710
4	Вода	м3	115,620	119,720	123,820	126,690
5	Металл А1 12мм	кг	6102,480	6318,880	6535,280	6686,760
6	Металл АТ800 12мм	кг	40492,380	41928,280	43364,180	44369,310
7	Металл ВР 3мм	кг	205,860	213,160	220,460	225,570
8	Металл ВР 4мм	кг	4520,460	4680,760	4841,060	4953,270
9	Электроды	кг	219,960	227,760	235,560	241,020
10	Смазки	кг	1128	1168	1208	1236

В силу различных причин, в текущем месяце заявка на потребность в плитах уточняется, может возникнуть ситуация, когда запаса материалов, например – арматурной стали, для бесперебойного производства плит может не хватить. Или уже на этапе изготовления и сварки арматурных сеток и каркасов происходит непредвиденный перерасход арматуры из плановых запасов в текущем периоде, что может повлечь за собой сбой законченного технологического цикла. Поэтому, руководство предприятия нуждается в самой оперативной информации, чтобы не только просчитать предполагаемые расходы, но и иметь возможность дополнительно заказать недостающие объёмы материалов. Дополнительно

ный заказ в силу специфичности производства на металлургическом предприятии выполнить проблематично и руководству рассматриваемого предприятия приходится прибегать к услугам Белорусской Товарной Биржи.

Используя данные технологической карты, в которой объем расхода и прочностные характеристики указаны в соответствии с ТУ и ГОСТами мы можем рассчитать запасы стали на начало и конец периода, средние запасы, коэффициент оборачиваемости и другие экономические показатели, а затем применить к ним минимальный временной интервал, допускаемый по технологии производства.

Если известны запасы на начало периода, их выбытие и поступление за период, то запасы на конец периода мы можем определить по формуле:

$$Z_k = Z_n + Z_p - Z_v, \quad (1)$$

где Z_k , Z_n – запасы на конец и начало периода; Z_n , Z_v – запасы поступившие и выбывшие за указанный период.

Зная величину запасов на начало и конец периода, можно рассчитать средние запасы за период (Z_{cp}) как среднеарифметическое значение:

$$Z_{cp} = (Z_{cp1} + Z_{cp2} + \dots + Z_{cpn}) / n \quad (2)$$

Коэффициент оборачиваемости запасов рассчитывается по формуле:

$$k_{об} = \frac{Z_v}{Z_{cp}} \quad (3)$$

Длительность оборота за период покажет, сколько в среднем дней запасы находятся на складе предприятия:

$$D_{об} = \frac{t}{k_{об}} \quad (4)$$

где t – длительность периода в днях.

На основе формул 1 - 4 мы можем получить следующий расчёт движения запасов стали при производстве плит пустотного настила (табл. 2).

Таблица 2 – Расчёт производственного движения запасов арматурной стали за январь 2008г.

	1 неделя	2 неделя	3 неделя	4 неделя	За месяц
Запасы на начало периода (кг)	4290	3521	2715	1831	4290
Поступило (кг)	2872	3015	3303	3733	12923
Отпущено (кг)	3641	3821	4187	4732	16381
Запасы на конец периода (кг)	3521	2715	1831	832	832
Средний запас	3906	3118	2273	1332	2561
Коэффициент оборачиваемости	0,9	1,23	1,84	3,6	6,4
Длительность оборота в днях	7,7	5,6	3,8	1,94	4,6

Как видно из данных таблицы, длительность оборота арматурной стали уменьшается при увеличении коэффициента оборачиваемости.

Для производства используются текущие запасы материалов, идущих на изготовление плит пустотного настила. Поэтому основной задачей управления в этой ситуации является не только контроль за расходом запасов, но и определение времени их пополнения и расчёта величины заказываемой партии. Используя информацию в режиме реального времени о состоянии запасов, руководитель может осуществить закупку недостающего объёма стали арматурной, минуя товарную биржу, и время выполнения заказа с 7 дней в данной ситуации уменьшается.

Мы можем рассчитать основные параметры по запасам стали арматурной исходя из плановых годовых производственных данных по плитам:

- 1) годовая потребность (V_r) в металле составляет 66 т.;
- 2) количество рабочих дней (t_r) в году принято считать равным 300 дн.;
- 3) плановая норма отгрузки ($V_{но}$) составляет 5,5 т.;
- 4) время, затрачиваемое на транспортировку ($t_{тр}$), одной партии металла составляет 4 дня;
- 5) время задержки (t_3) равно 2 дням;
- 6) время подготовительных операций ($t_{под}$) составляет 1 день.

Указанные выше данные позволяют нам рассчитать максимальный уровень текущего запаса, величину страхового и подготовительного запасов, а также другие значения, приняв максимальный уровень текущего запаса равным норме отгрузки, а также зная периодичность поставок, мы можем построить график движения текущего запаса при равномерном потреблении (рис.1) и рассчитать параметры системы управления запасами (табл.3):

Таблица 3 – Параметры системы управления запасами.

Показатели, обозначения	Единица измерения	Значение
1. годовая потребность в запасе, V_r	т	66
2. количество рабочих дней за год, t_r	день	300
3. среднесуточный расход материала, $V_{ср} = V_r / t_r$	т	0,22
4. оптимальный размер заказа, $V_{max} = V_{но}$	т	5,5
5. количество поставок, $k_{п} = V_r / V_{но}$	-	12
6. периодичность поставок, $t_{пед} = t_r / k_{п}$	день	25
7. время выполнения заказа поставки, $t_{п}$	день	4
8. точка заказа, $t_3 = V_{ср} * t_{п}$	т	0,88
9. средняя величина текущего заказа, $V_{пт} = V_{max} / 2$	т	2,75
10. страховой запас, $V_{сгд} = V_{ср} * 2$	т	0,44
11. подготовительный запас, $V_{под} = V_{ср} * 1$	т	0,22
12. запасы в пути, $V_{вп} = V_{ср} * 4$	т	0,88
13. величина производственного запаса $V_{пр} = V_{пт} + V_{сгд} + V_{под} + V_{вп}$	т	4,29
14. размер заказываемой партии $V_3 = V_{max} - (V_{пт} + V_{сгд}) + V_{ср} * t_{п}$	т	1,430

В таблице 3 сделан расчет величины производственного запаса. Эта величина является тем уровнем, при котором осуществляется полноценный производственный цикл.

На графике 1 показаны значения страхового и текущего запаса. При достижении запаса равного 0,88 т, мы производим дозаказ используя остаток текущего запаса до момента поступления новой партии.

По технологическому циклу временной интервал изготовления плиты пустотного настила (пропарка) составляет 12 часов. Производство плит идёт в две смены, поэтому руководителю предприятия необходимо предусматривать ситуацию перерасхода и сокращать время выполнения заказа по наращиванию имеющихся запасов стали арматурной до одного дня. Это возможно только в том случае, если руководитель будет получать информацию о состоянии запасов в режиме реального времени, что позволит ему, в свою очередь осуществить дополнительный заказ.

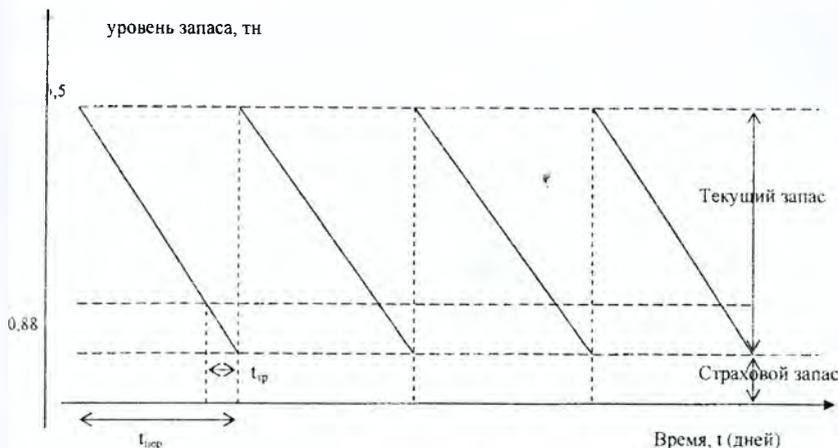


Рисунок 1 – График движения текущего запаса стали арматурной в течение года

Применение рассмотренных расчетов позволит принимать оптимальные управленческие решения по вопросам воспроизводства материальных ресурсов. Необходимо помнить, что в реальных системах управления материальными ресурсами перечень номенклатуры производимой продукции может измеряться сотнями и даже тысячами наименований. Поэтому суммарный показатель возможного повышения эффективности системы может оказаться весьма существенным.

Список цитированных источников

1. Асанович, В. Оптимизация стратегий управления запасами с учётом временной стоимости денег // Финансовый директор – 2008. – № 9.
2. Бизнес-план на 2008 год по филиалу «Завод ЖБК» ОАО «Стройтрест №8» г. Брест.
3. «Технологическая карта на плиты перекрытий железобетонные многопустотные для зданий и сооружений ТК-3-03» Министерство Архитектуры и Строительства РБ, 2003.
4. Ивашкевич, В.Б Организация управленческого учёта по центрам ответственности и местам формирования затрат // Бухгалтерский учёт. – 2000. – № 5. – С. 56–59.

PRZEGRODY PRZEZROCZYSTE - WYMAGANIA CIEPLNE I WARUNKI OSWIETLENIA POMIESZCZEŃ ŚWIATŁEM DZIENNYM

Ujma Adam

Wprowadzenie. Parametry fizyczne przegród przezroczystych związane z przepływem przez nie ciepła, w tym promieniowania słonecznego, wpływają na warunki oświetlenia pomieszczeń światłem dziennym oraz bilans energetyczny w okresie grzewczym i chłodniczym. Wpływają również w pewnej mierze na zużycie energii elektrycznej na potrzeby oświetlenia pomieszczeń światłem sztucznym, w okresach gdy natężenie światła naturalnego docierającego do wnętrza budynku jest niewystarczające. Wybrane właściwości i funkcjonowanie przegród przezroczystych omówione zostały m.in. w pracach [1, 2, 3, 4].

W obliczu wdrażania wymagań dotyczących określenia świadectwa charakterystyki energetycznej budynku, właściwe opisywanie warunków funkcjonowania przegród przezroczystych, pod kątem ich wpływu na zużycie energii (ciepła – na potrzeby pokrycia strat związanych z ogrzewaniem i energii elektrycznej – na potrzeby działania oświetlenia sztucznego oraz urządzeń systemów wentylacyjnych i klimatyzacyjnych), jest szczególnie istotne. Waga tego problemu staje się znacząca również w związku z coraz mocniej wyrażaną potrzebą podnoszenia efektywności energetycznej różnorodnych elementów i systemów technicznych budynków. W tym kontekście zagadnienie kształtowania przegród przezroczystych budynków, pod kątem zagwarantowania podstawowych potrzeb użytkowych przy zoptymalizowanym zużyciu energii, staje się bardzo aktualne. Potrzebie racjonalizacji rozwiązań konstrukcyjnych przegród przezroczystych przy zminimalizowanym zapotrzebowaniu na energię elektryczną na potrzeby oświetlenia sztucznego poświęcone są m.in. prace [5, 6].

1. ZMIANY WYMAGAŃ BUDOWLANYCH DOTYCZĄCYCH PRZEGROD PRZEZROCZYSTYCH

W nowych warunkach technicznych budowlanych obowiązujących od 2009r. [8] zaostrzone zostały radykalnie wymagania odnoszące się do przegród przezroczystych (tab. 1), w różnego rodzaju budynkach, przy różnych temperaturach powietrza wewnętrznego i strefach klimatycznych lokalizacji obiektu.

Zmodyfikowane zostały nieznacznie również wymagania w zakresie dopuszczalnej maksymalnej powierzchni A_{Omax} przegród przezroczystych (tab. 2), mające za zadanie nie dopuszczanie do nadmiernych strat ciepła z budynków przez ten typ przegród. Jedynie wymagania w zakresie minimalnej powierzchni przegród przezroczystych A_{Omin} , związane z doswietleniem pomieszczeń światłem naturalnym, pozostały niezmiennione (tab. 2).

Tabela 1 – Zmniejszenie wartości dopuszczalnej współczynnika przenikania ciepła U_{max} przegród przezroczystych w przepisach budowlanych z 2008r. [8]

Rodzaj budynku	Rodzaj przegrody przezroczystej	t_i °C	Strefa klimatyczna	$U_{max 2002}$	$U_{max 2008}$
				W/(m ² K)	
Mieszkalny i zamieszkania zbiorowego	Okno, drzwi balkonowe i przegroda przezroczysta nieotwieralna	≥ 16	I, II, III	2,6	1,8
		> 16	IV, V	2,0	1,7
	Okno połaciowe	> 16	I - V	2,0	1,8
		< 16	I - V	-	
Użyteczności publicznej	Okno, drzwi balkonowe i przegroda przezroczysta nieotwieralna	> 16	I, II, III IV, V	2,3	1,8
		(8 – 16)		2,6	2,6
	Okno połaciowe i świetlik	< 8		bez wymagań	bez wymagań
		-	I - V	2,0	1,7
Produkcyjny	Okno i drzwi balkonowe w pomieszczeniach o szczególnych wymaganiach higienicznych	-	I - V	2,3	1,8
	Okno i świetlik (WT2002) Okno i przegroda przezroczysta nieotwieralna (WT2008)	> 16	I, II, III IV, V	2,6	1,9 1,7
(8 – 16)		I - V	4,0	-	
< 8		I - V	bez wymagań	-	
Okno połaciowe	> 16	I - V	-	1,8	

Po raz pierwszy w przepisach budowlanych pojawiły się wymagania odnoszące się do przepuszczalności energii promieniowania słonecznego przez przegrody przezroczyste (tab. 3), co z kolei związane jest z potrzebą ograniczenia nadmiernych zysków ciepła, jakie w pomieszczeniach pojawiają się w okresie letnim. W przypadku stosowania tam systemów wentylacji mechanicznej, a szczególnie klimatyzacyjnych, powinno przełożyć się zmniejszenie zużycia energii elektrycznej w wymienionych systemach technicznych.

Tabela 2 – Zmiana wymagań dotyczących dopuszczalnego pola powierzchni przegrod przezroczystych według przepisów z 2002r. [7] i 2008r. [8]

WTB 2002			WTB 2008		
Maksymalna powierzchnia okien (przegrod szklanych, przezroczystych) (według wymiarów modułowych) $A_{0,max}$					
Rodzaj budynku	U	$A_{0,max}$	Rodzaj budynku	U	$A_{0,max}$
	$W/(m^2K)$	m^2		$W/(m^2K)$	m
• Jednorodzinny	> 2,0	$0,15 A_z + 0,03 A_w$	• Mieszkalny • Zamieszkania zbiorowego	> 1,5	$0,15 A_z + 0,03 A_w$
Użyteczności publicznej ^{*)}		$0,15 A_z + 0,03 A_w$	Użyteczności publicznej ^{*)}		$0,15 A_z + 0,03 A_w$
Produkcyjny: • jednokondygnacyjny	-	$0,15 A_e$	Produkcyjny, magazynowy, gospodarczy: • jednokondygnacyjny	-	$0,15 A_e$
• wielokondygnacyjny		$0,30 A_e$	wielokondygnacyjny		
Minimalna powierzchnia okien (w świetle ościeżnic) $A_{0,min}$					
Rodzaj pomieszczeń			$A_{0,min}$		
			m		
Przeznaczone na pobyt ludzi, stały - > 4 h/dobę i czasowy - (2 - 4) h/dobę			$0,125 A_n$		
Gdzie, oświetlenie dzienne nie jest wymagane			$0,083 A_p$		

Oznaczenia zastosowane w tabeli.

^{*)} - jeżeli nie jest to sprzeczne z innymi wymaganiami dotyczącymi oświetlenia pomieszczeń światłem dziennym

A_p - pole powierzchni podłogi, m^2

A_z - pole pasa powierzchni podłogi o szerokości 5 m, biegnącego wzdłuż ściany zewnętrznej z oknami, m^2

A_w - pole powierzchni podłogi części wewnętrznej (poza pasem przyokiennym 5m), $A_w = A_p - A_z$, m^2

A_e - pole powierzchni elewacji, włączając w nie powierzchnię okien, m^2

Tabela 3 – Wymagania w zakresie przepuszczalności promieniowania słonecznego przez przegrody przezroczyste według przepisów z 2008r. [8]

Udział przegrod przezroczystych w powierzchni elewacji	Dopuszczalny poziom współczynnika przepuszczalności energii promieniowania słonecznego przeszklenia, g_g
%	$g_c = f_c \cdot g_g$, -
< 50	< 0,50
> 50	< 0,25/ f_g

Oznaczenia zastosowane w tabeli:

f_c - współczynnik uwzględniający redukcję energii promieniowania ze względu na zastosowanie urządzenia ograniczającego przepływ promieniowania słonecznego, współczynnik ten przyjmuje wartości z bardzo dużego przedziału od 0,08 do 0,95, w zależności od rodzaju i barwy zasłon lub żaluzji, -

g_g - współczynnik przepuszczalności energii całkowitej oszklenia, (tab. 4);

f_g - udział powierzchni przegrod przezroczystych w powierzchni elewacji, -

Tabela 4 – Wartości obliczeniowe współczynnika g_G [8]

Rodzaj oszkleńcia	Współczynnik g_G
	–
Pojedyncze szklenie	0,85
Podwójne szklenie	0,75
Podwójne szklenie z powłoką selektywną	0,67
Potrojne szklenie	0,70
Potrojne szklenie z powłoką selektywną	0,50
Okna podwójne	0,75

W nowym jakościowo kryterium energochłonności budynku, w sposób kompleksowy charakteryzującym właściwości obiektu (wskaznik $EP_{HC\ W+L}$), uwzględnia się energię na potrzeby ogrzewania i przygotowania ciepłej wody, a w niektórych obiektach również na chłodzenie powietrza i oświetlenie pomieszczeń) [8]. Podobnie w świadectwie charakterystyki energetycznej budynku, we wskaźniku EP uwzględniane są wszystkie znaczące składowe bilansu energetycznego budynku [9]. W związku z tym, że przegrody przezroczyste wpływają wielostronnie na właściwości energetyczne budynku (wpływają na zużycie energii przez system grzewczy i chłodzenia oraz związane z ich działaniem urządzenia elektryczne, a także oświetlenie pomieszczeń) okazują się być konstrukcjami, dla których poszukiwanie optymalnych rozwiązań technicznych jest bardzo istotne.

2. WPŁYW WYBRANYCH PARAMETRÓW POMIESZCZEN I OKIEN NA WARUNKI ŚWIETLNE W POMIESZCZENIACH

Analizę warunków świetlnych przeprowadzono dla przykładowego pomieszczenia budynku zlokalizowanego w Warszawie, przyjmując zroznicowane parametry przepuszczalności światła przez przegrody przezroczyste, różną głębokość pomieszczenia, różną orientację względem stron świata oraz różne pory roku oraz inne dane niezbędne do obliczeń (tab. 5).

Tabela 5 – Podstawowe dane przyjęte do obliczeń natężenia światła

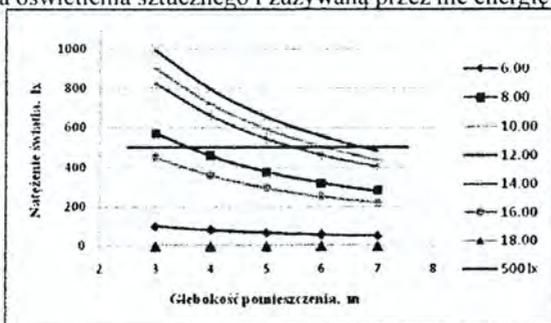
Zachmurzenie	niebo pochmurne
Płaszczyzna pracy	85 cm
Współczynnik odbicia światła od powierzchni wewnętrznych:	
• sufitu	70 %
• ściany	50 %
• podłogi	20 %
Czynniki światła dziennego:	
• czynnik zanieczyszczenia	1,00
• czynnik zaszczeblenia	1,00
Współczynnik odbicia szyby	10 %
Przyjęty czas użytkowania	od 6 ⁰⁰ do 18 ⁰⁰
Wymagane natężenie światła na stanowisku roboczym	500 lx

Obliczenia wykonano przy pomocy programu DIALux 4.6. służącego przede wszystkim do projektowania oświetlenia sztucznego, ale uwzględniającego również natężenie światła naturalnego wpadającego do pomieszczenia przez przegrody przezroczyste. Do obliczeń założono w pomieszczeniach minimalnym poziom natężenia światła równy $E_m = 500\text{ lx}$, co odpowiada pracy polegającej na pisaniu ręcznym, pisaniu na maszynie, czytaniu, obsłudze klawiatury komputera, zgodnie z wytycznymi normy [10]. W okresach niedostatecznego natężenia światła naturalnego, wpadającego przez przegrody przezroczyste, zakłada się włączenie światła sztucznego.

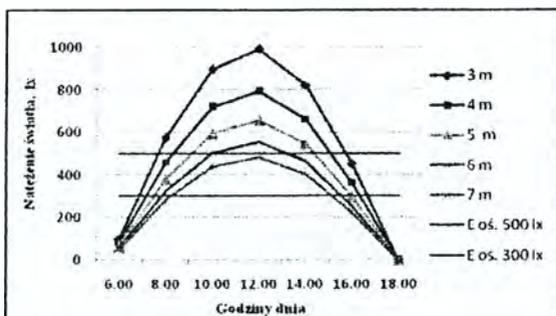
Wyniki obliczeń zmiany natężenia światła na płaszczyźnie roboczej w pomieszczeniu (szerokość - 8 m, powierzchnia okna = 12 m², przepuszczalność

światła $\tau = 0,8$) o różnej jej głębokości (rys. 1 i 2) wskazują na to, że wraz ze wzrostem głębokości radykalnie pogarszają się średnie warunki świetlne. W wielu przypadkach nie można spełnić wymogu uzyskania dopuszczalnego poziomu natężenia światła 500 lx , co będzie skutkowało koniecznością włączenia oświetlenia sztucznego.

Ponieważ przegrody przezroczyste charakteryzują się zrozniczowanymi parametrami przepuszczalności światła i z reguły współczynnik ten kształtuje się na poziomie od 40 % do 80 %, to też taki przedział tego współczynnika przyjęto do oceny zmiany natężenia światła w przykładowym pomieszczeniu o powierzchni - $8 \times 5 \text{ m}$, oknach - 12 m^2 , orientacji okien południowej (rys. 3). Wyniki obliczeń wskazują na bardzo duże zroznicowanie warunków świetlnych w pomieszczeniu w zależności od przepuszczalności światła dziennego, co również będzie miało wpływ na czas włączenia oświetlenia sztucznego i zużywaną przez nie energię elektryczną.

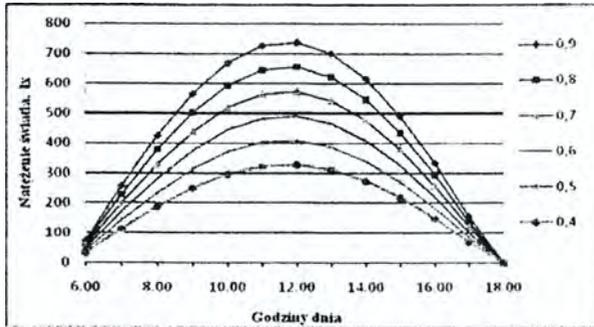


Rys. 1 – Przebieg linii natężenia światła na płaszczyźnie roboczej w zależności od głębokości pomieszczenia

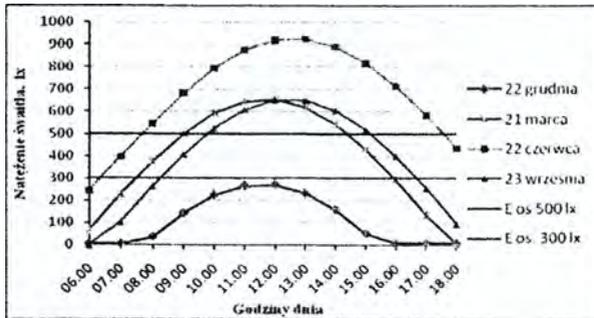


Rys. 2 – Przebieg linii natężenia światła na płaszczyźnie roboczej przy różnej głębokości pomieszczenia

Z kolei na rysunku 4 przedstawiono wyniki obliczeń natężenia światła w przykładowym pomieszczeniu o powierzchni i oknie j.w., oraz orientacji południowej, w różnych porach roku. Jak wynika z obliczeń w okresie zimowym przy założeniu nieba zachmurzonego przez cały dzień lub jego przeważającą część trzeba będzie używać światła sztucznego, również w okresie wiosennym i jesiennym znaczna część dnia będzie wymagała wykorzystania światła sztucznego.



Rys. 3 – Przebieg linii natężenia światła na płaszczyźnie roboczej w ciągu dnia przy różnych wartościach współczynnika transmisji szkła okiennego



Rys. 4 – Przebieg linii natężenia światła na płaszczyźnie roboczej w charakterystyczne dni roku (dzień najkrótszy, najdłuższy i równy nocy)

WNIOSKI

1. Aktualne przepisy budowlane stawiają przegrodom przezroczystym nowe wymagania, które mają za zadanie ograniczyć zużycie ciepła i pośrednio energii elektrycznej w budynkach.

2. Przegrody przezroczyste mogą w istotnym stopniu wpływać na łączne koszty energetyczne eksploatacji pomieszczeń oraz wartość wskaźnika jakości energetycznej budynku. Decydujący wpływ mają w tym przypadku: współczynnik przenikania ciepła, współczynnik transmisji ciepła promieniowania słonecznego, współczynnik transmisji światła naturalnego. Przy rozpatrywaniu efektywności energetycznej pomieszczeń i całych budynków oraz poszukiwaniu optymalnych rozwiązań pod względem energetycznym, należy brać pod uwagę cały kompleks czynników wpływających na koszty energii (elektrycznej i ciepła).

3. Współczynnik transmisji światła naturalnego w znaczącym stopniu decyduje o czasie wyłączenia i włączenia oświetlenia sztucznego, co przekłada się bezpośrednio na koszty wykorzystania energii elektrycznej w układach oświetleniowych.

4. Głębokość pomieszczeń odgrywa istotną rolę w kształtowaniu warunków świetlnych w pomieszczeniach oraz czas wykorzystania światła sztucznego, co również przekłada się bezpośrednio na znaczące różnice w kosztach wykorzystania energii elektrycznej w układach oświetleniowych.

Literatura

1. Ujma A.: Parametry fizyczne przegród przezroczystych i ich wpływ na zużycie energii w budynku. W: Budownictwo o zoptymalizowanym potencjale energetycznym. Praca zbiorowa pod red. Iadeusza Bobki, Jarosława Rajczyka. Częstochowa, Wydawnictwa Politechniki Częstochowskiej 2007. S. 375–384
2. Respondek Z.: Parametry techniczne nowoczesnych przegród szklanych. Cz. 2. Rodzaje szkła budowlanego. Parametry izolacyjności cieplnej. Świat Szkła 11, 2007. S. 34–38
3. Respondek Z.: Parametry techniczne nowoczesnych przegród szklanych. Cz. 3. Parametry przepływu promieniowania. Świat Szkła 12, 2007, s. 26–31
4. Ujma A., Grund A.: Właściwości izolacyjne i przepuszczalność świetlną przegród przezroczystych. Świat Szkła 5, 2006. S. 61–65
5. Heim D., Matusiak B.: Projektowanie energooszczędnych systemów oświetlenia dziennego – polki świetlne. Energia i Budynek 03, 2007. S. 28–31
6. Heim D., Szczepanska E.: Światło dziennego a energooszczędność oświetlenia uzupełniającego. Energia i Budynek 02, 2008. S. 48–52
7. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12.04.2002 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie, Dz.U. 2002 Nr 75, poz. 690.
8. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 06.11.2008r. zmieniające rozporządzenie w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie. Dz.U. 2008 Nr 201, poz. 1238
9. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 6.11.2008r. w sprawie metodologii obliczania charakterystyki energetycznej budynku stanowiącej samodzielną całość techniczno-użytkową oraz sposobu sporządzania i wzorów świadectw ich charakterystyki energetycznej. Dz.U. 2008 Nr 201, poz. 1240
10. PN-EN 12464-1:2004 Światło i oświetlenie. Oświetlenie miejsc pracy. Część 1: Miejsca pracy we wnętrzach

ПЕРЕХОД ОТ ТЕРМИЧЕСКОЙ МОДЕРНИЗАЦИИ К ЭНЕРГЕТИЧЕСКОМУ СЕРТИФИЦИРОВАНИЮ ЗДАНИЙ

Уйма А.

Для строительства в Польше последние десять лет характерен приём функциональных и конструктивных решений, направленных на ограничение потребления энергии, в первую очередь тепла. Некоторая часть этих работ проводилась на основании устава о стимулировании термической модернизации зданий. Термомодернизационные действия явились своего рода подготовкой к введению правил по определению энергетического качества или энергетического сертифицирования зданий, а период этот оказался переходным этапом от периода, когда не уделялось особого внимания энергосбережению в строительстве, к периоду, когда оно начинает играть первостепенную роль.

Все большая часть термомодернизационных работ выполняется в настоящее время в Польше согласно уставу о стимулировании термической модернизации жилых и некоторых типов общегражданских зданий [1]. Устав поощряет утепление ограждающих конструкций, замену окон, модернизацию источников тепла и теплосетей, снабжающих теплом упомянутые выше здания, в том числе замену традиционных источников тепла нетрадиционными, возобновляемыми и т.п. Стимулирование заключается в возможности использования льготного кредита и выполнении некоторого объёма термомодернизационных работ за счёт дотаций из государственных средств, в виде премий, которые предназна-

чаются для погашения части кредита на эти работы. Необходимым элементом подготовки к термомодернизации является принятие инвестиционного решения на основе энергетического аудита [2]. Этот документ выполняет роль своего рода техно-экономического обоснования термомодернизации зданий или других объектов. Энергетический аудит включает расчёты, подтверждающие возможность погашения оставшейся после учёта термомодернизационной премии части кредита, за счёт сбережений в оплате за энергию. Этот расчёт является основным критерием выбора оптимального варианта термомодернизации. В существующем уставе [1] льготный кредит может быть предоставлен на срок до 10 лет на сумму до 80% финансовых вложений на инвестицию. При этом снижение потребления тепла (в случае термомодернизации зданий) должно составить минимум 25% прежнего. Инвестор, выполнив термомодернизационные работы согласно указаниям, приведенным в энергетическом аудите, награждается премией в размере 25% величины использованного с этой целью кредита. Средства для выплаты премий отводятся из предназначенного только для этого, специального, термомодернизационного фонда.

В новом уставе, заменяющем упомянутый выше, финансовая помощь предназначена не только для термомодернизационных, но и разного вида ремонтных работ в жилых и некоторых типах общегражданских зданий [3]. Согласно новому уставу, похоже как это было записано в до сих пор существующем уставе, целесообразность принимаемых решений должна вытекать из результатов техно-экономического анализа, проведенного в виде энергетического или нового, впервые упомянутого **ремонтного аудита**.

В уставе нет ограничений, касающихся максимального срока предоставления кредита и необходимости частичного финансирования за счёт собственных средств, но вместе с тем предлагается снижать размер премии, который не должен превышать 20% использованной квоты кредита.

Интерес инвесторов к такой форме финансовой помощи очень высок и с каждым годом он растёт. Наибольшую заинтересованность проявляют товарищества собственников жилья (ТСЖ) и жилищные кооперативы (ЖК). Начиная с 1999 г. в Банк Национального Хозяйства (BGK), управляющий финансовой стороной всей программы, поступило около 12000 заявок на получение кредита для проведения термической модернизации и получение впоследствии термомодернизационной премии. Только в 2007 г. принято было около 3300 заявок. Премии выплачено на сумму 584,5 млн. злотых (т.е. около 230 млн. долларов США), из этого 247,8 млн. злотых в 2007г. Тенденции поступления заявок и выплаты премий по годам, по данным банка BGK, показаны на графиках (рисунки 1 и 2). Некоторые принципы и первые результаты действия программы описаны были раньше в работах [5, 6].

Чтобы получить термомодернизационную премию, необходимо выполнить и чисто технические требования по допустимой теплоизоляции утепляемых ограждающих конструкций. В них указано, что сопротивление теплопередачи R_T утепляемой крыши или чердачного перекрытия должно быть не ниже $4,5 \text{ (м}^2\text{°C)/Вт}$, наружной стены – $4,0 \text{ (м}^2\text{°C)/Вт}$, подвального перекрытия – $5,0 \text{ (м}^2\text{°C)/Вт}$. В случае замены окон на новые их коэффициент теплопередачи U не должен превышать $1,7 \div 1,9 \text{ Вт/(м}^2\text{°C)}$, в зависимости от климатического района Польши. Эти требования в основном на $17 \div 27 \%$ выше, чем требования по теплоизоляции ограждающих конструкций односемейных домов, приводимые в основных строительных требованиях (таблица 1).

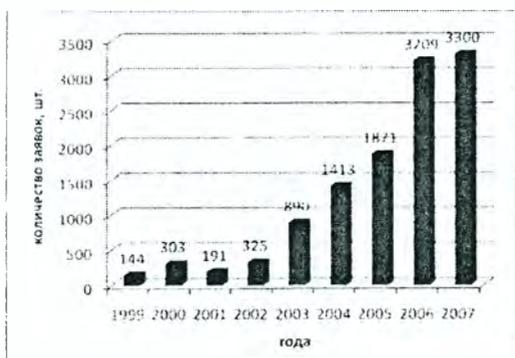


Рисунок 1 – Количество заявок по годам, подаваемых на термомодернизационный кредит и премию

Разница между допускаемой теплоизоляцией ограждающих конструкций общественных зданий, допускаемая в требованиях термомодернизационных и общих строительных, еще больше для большинства ограждающих конструкций. Она составляет 17-44 %.

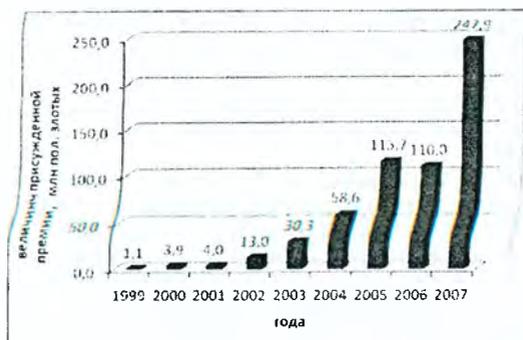


Рисунок 2 – Величина выплаченных в миллионах польских злотых по годам термомодернизационных премий

В Польше применяются и некоторые другие формы стимулирования жилищного и общегражданского строительства. В основном они предназначены для поддержки строительства новых зданий, но можно их также использовать при модернизации, ремонте, адаптации существующих. Это, к примеру, средства Национального жилищного фонда, предназначенные для удовлетворения жилищных нужд малоимущим семьям, которые не в состоянии приобрести жилье на рыночных условиях, или Фонда поддержки социального строительства. Требования по энергосбережению, которым должны удовлетворять новые и модернизированные здания, за счёт этих средств более жёсткие, чем требования по расходованию энергии на отопление зданий, отвечающих общим строительным требованиям. Прежде всего их показатель расходования конечной энергии E должен быть как минимум на 15 % ниже требуемого по общим строительным правилам, то есть $E < 0,85E_0$ [7].

Таблица 1 – Сравнение допустимых параметров теплоизоляции ограждающих конструкций при температуре помещений ≥ 16 °С, по термомодернизационным и общим строительным требованиям

Вид ограждающей конструкции	Климатические районы Польши	Термомодернизационные требования [2, 4]		Общие строительные требования [7]			
				жилые здания		общественные здания	
		$R_{T \text{ min } м}$ ($\text{м}^2\text{°C}/\text{Вт}$)	$U_{\text{max } м}$ ($\text{Вт}/(\text{м}^2\text{°C})$)	$R_{T \text{ min } с}$ ($\text{м}^2\text{°C}/\text{Вт}$)	$U_{\text{max } с}$ ($\text{Вт}/(\text{м}^2\text{°C})$)	$R_{T \text{ min } с}$ ($\text{м}^2\text{°C}/\text{Вт}$)	$U_{\text{max } с}$ ($\text{Вт}/(\text{м}^2\text{°C})$)
Наружная стена	с I по V	4,00	0,25	3,33	0,30	3,33	0,30
Утепленная крыша и чердачное перекрытие	с I по V	4,50	0,22	4,00	0,25	4,00	0,25
Перекрытие над холодным подвалом	с I по V	2,00	0,50	2,22	0,45	2,22	0,45
Окно в стене	I, II, III	0,53	1,90	0,56	1,80	0,56	1,80
	IV, V	0,59	1,70	0,59	1,70		
Окно в крыше	I, II, III	0,56	1,80	0,56	1,80	0,59	1,70
	IV, V	0,59	1,70				

Жирным шрифтом в таблице 1 указаны допустимые величины сопротивления теплопередачи $R_{T \text{ min}}$ или коэффициента теплопередачи U_{max} , приводимые в соответствующих документах, с индексом „м„ – термомодернизационных, с индексом „с„ – общих строительных.

Выполнение требований по показателю E в термомодернизуемых зданиях зачастую становится непростой задачей. Выполнить это требование, как правило, возможно только в случае комплексного подхода к термомодернизации. То есть в результате проведения модернизации всех элементов здания, влияющих на потери тепла.

Надо отметить, что показателем E не учитывается потребность в электроэнергии, тепле для подогрева горячей воды или холоде для систем кондиционирования. Но зачастую модернизационные действия в строительных объектах охватывают и другие системы, потребляющие энергию. Для них оптимальное решение должно определяться на основании энергетического аудита.

В общих строительных правилах [8], кроме требований по допустимой величине коэффициента теплопередачи внешних преград, площади застекления стен, коэффициента инфильтрации воздуха, впервые введены были требования по допустимой величине показателя удельного потребления первичной энергии EP (учитывается в нем тепло для отопления, тепло для подогрева горячей воды и холод для систем кондиционирования, электроэнергия), помещены также некоторые другие требования, относящиеся к энергосбережению тепла в зданиях и условиям эксплуатации помещений. Они касаются прежде всего технических параметров системы отопления здания.

Интерес инвесторов к программе, стимулирующей термомодернизационные мероприятия, быстро растет. Свидетельство этому количество поступающих заявлений и выплаченных премий. Повышение заинтересованности программой связано с принятием более выгодных условий для инвесторов, ростом цен на энергию, а также проводимой рекламой и образовательной акцией. Программа оказывается особенно выгодной для владельцев многоквартирных и общегражданских зданий, а также всех действий, связанных с совершенствованием функционирования инженерных коммуникации зданий.

Введение показателей потребления энергии и других требований по энергосбережению в строительстве стало хорошим уроком и дало возможность практического означения специалистов с похожими показателями, вводимыми в указания, относящиеся к европейской директиве 2002/91/ЕС, касающейся энергетической оценки зданий. Потребность в определении такого энергетического качества зданий вводится в Польше с 01.01.2009 г. [9]. Они коснутся большинства вводимых в эксплуатацию новых жилых (в том числе отдельных квартир) и общегражданских зданий, а в случае существующих зданий – тех, которые подлежат продаже или сдаче другим лицам. Энергетическое качество здания должно быть одним из ведущих критериев, определяющих стоимость продаваемого или сдаваемого здания. В таком случае надо ожидать дополнительной заинтересованности инвесторов или владельцев существующих зданий ко всякого рода термомодернизационным действиям.

Список цитированных источников

1. Ustawa o wspieraniu przedsięwzięć termomodernizacyjnych z 18.12.1998r. (zmiany 21.06.2001 r.) – Dz.U. – 2001. – Nr 76. – Poz. 808.
2. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z 15.01.2002r. dotyczące zakresu i formy audytu energetycznego. Dz.U. – 2002. – Nr 12. – Poz. 114.
3. Ustawa o wspieraniu remontów i termomodernizacji z 21.11.2008r. – Dz.U. 2008. – Nr 223. – Poz. 1459.
4. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z 17.03.2009r. w sprawie szczegółowego zakresu i form audytu energetycznego oraz części audytu remontowego, wzorów kart audytów, a także algorytmu oceny opłacalności przedsięwzięcia termo modernizacyjnego. – Dz.U. – 2009. – Nr 43. – Poz. 346.
5. Уйма, А. Термическая модернизация в жилищном секторе // Жилищное строительство – 2005. – № 1.
6. Уйма, А. Результаты управления термической модернизацией в строительном секторе Польши. Менеджмент: теория и практика решения отраслевых и региональных проблем: сборник научных трудов / Московский институт коммунального хозяйства и строительства. – Москва, 2005.
7. Rozporządzenie Rady Ministrów z 04.07.2000r. w sprawie warunków i trybu udzielania kredytów i pożyczek ze środków Krajowego Funduszu Mieszkaniowego oraz niektórych wymagań dotyczących lokali i budynków finansowanych przy udziale tych środków. – Dz.U. 2000 – Nr 62. – Poz. 719.
8. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z 12.04.2002r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie. – Dz.U. – Nr 75. – Poz. 690); zmiana Rozporządzenia M1 z 06.11.2008r. – Dz.U. – 2008. – Nr 201. – Poz. 1238.
9. Ustawa z 19.09.2007r. o zmianie ustawy // Prawo Budowlane. – Dz.U. – 2007. – № 191. Poz. 1373.

УДК 658.589

ОСОБЕННОСТИ ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОЙ ОТРАСЛИ В КОНТЕКСТЕ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ИННОВАЦИОННОГО ПОТЕНЦИАЛА

Димченко О.В.

Введение. На сегодняшний день жилищно-коммунальное хозяйство остается одним из самых слабых звеньев в экономике Украины и одним из основных сосредоточий социального напряжения. Главная причина заключается в том, что отрасль безнадежно отстала во внедрении рыночных отношений. В ней до сих пор преобладают государственные и коммунальные предприятия, которые монополизировали предоставление услуг.

Жизнестойкость города в XXI столетии определяет его способность вырабатывать и потреблять инновации. Перемены все стремительней, и эффективно функционируют те, кто предвосхищает, а не приспосабливается к ним. Для этого городу нужна критическая масса творческих идей во всех сферах деятельности – в жилищно-коммунальном хозяйстве (ЖКХ), муниципальном управлении, бизнесе, науке. Креативным город делает творческое городское сообщество, которое складывается в условиях специфической инновационной среды.

Анализ сложившейся в ЖКХ ситуации и методы выхода из кризиса представлен в работах [4, 5, 6]. Тем не менее, существуют некоторые проблемные аспекты, связанные с инновационным развитием, которые не нашли логически полного отображения в научных исследованиях как украинских, так и российских ученых.

Целью статьи является раскрытие и учет особенностей жилищно-коммунальной отрасли в контексте определения инновационного потенциала.

Постановка задачи. Инновации – актуальный ресурс развития городов. И это не случайно, ведь богатейший человеческий потенциал наших городов, к счастью, не утрачен и является, наверное, сильнейшим конкурентным преимуществом посткоммунистических стран. Но этот творческий потенциал пока слабо конвертируется в инновации [1].

Обычно считается, что этому мешает недостаток финансирования [5–7]. Однако, на наш взгляд, более глубокие причины кроются в отсутствии рыночных механизмов, адекватной государственной политики и финансовых стимулов у предприятий. Одной из основных составляющих инновации, согласно законодательству Украины [3], является конкурентоспособность, коммерческая целесообразность, т.е. термины, которые даже не ассоциируются с жилищно-коммунальной сферой.

Говорить об активном, плодотворном и удовлетворяющем всех внедрении инноваций в ЖКХ не приходится. Это проблема не только ЖКХ: отсутствие достаточных ресурсов – финансовых, материальных и кадровых – не позволяет реализовать инновационный потенциал отрасли в необходимом объеме. Хотя потребность в новых технологиях в ЖКХ намного выше, чем в других отраслях.

Как известно, понятие «потенциал» включает в себя источники, возможности, средства, запасы, которые могут быть использованы физическими и юридическими лицами, в том числе предприятиями, организациями, административно-территориальными образованиями, государством для решения задач, достижения целей в определенной области.

Применительно к деятельности жилищно-коммунального предприятия, правомерно говорить о наличии общего или совокупного потенциала и его составляющих, а именно: научно-технического; производственно-технологического; финансово-экономического; кадрового; инновационного потенциала.

Представленные составляющие совокупного потенциала органически взаимосвязаны между собой. Поэтому его эффективная реализация зависит как от состояния каждой из его частей, так и от среды их взаимодействия. Именно уровень сбалансированности составляющих совокупного потенциала является основным условием наиболее полной его реализации, поскольку отставание одной из них выступает сдерживающим фактором развития предприятия, как сложной, открытой системы [2]. В этой связи изучение инновационного потенциала коммунального предприятия, города, региона, страны в целом представляет особую актуальность.

Необходимо отметить, что понятие “инновационный потенциал” до настоящего времени не получило однозначного толкования. В ряде случаев “инновационный потенциал” трактуется как “система факторов и условий, необходимых для осуществления инновационного процесса” [7] или как “способность обеспечивать такой уровень воспроизводства своей деятельности, который необходим для завоевания конкурентных позиций на открытом рынке” [8].

По нашему мнению, инновационный потенциал предприятия – это совокупность научно-технических, технологических, инфраструктурных, финансовых, правовых, социокультурных и иных возможностей обеспечить восприятие и реализацию новшеств, т.е. получение инноваций, дающих возможность удерживать конкурентные позиции в рыночной среде [3].

Подчеркнем, что инновационный потенциал можно представить совокупностью пяти аспектов (групп факторов).

1. Удельный вес собственных и приобретенных научно-технических (технологических) разработок и изобретений. В этом элементе учитывается также возможность и способность предприятия найти и приобрести права на использование необходимых разработок, а также заказать новые научно-исследовательские работы по интересующей тематике.

2. Состояние инфраструктурных возможностей самого предприятия, обеспечивающих прохождение новшеством всех этапов инновационного цикла, превращение его в нововведение или инновацию.

3. Внешние факторы, влияющие на восприятие и реализацию новшеств предприятием.

4. Внутренние факторы, отражающие взаимодействие инновационного потенциала с другими частями совокупного потенциала предприятия и влияющие на успешность осуществления инновационного цикла.

5. Уровень инновационной культуры, характеризующий степень восприимчивости новшеств персоналом, его способности к реализации новшеств в виде инноваций.

К внутренним факторам, отражающим возможности предприятия по производству и привлечению инноваций, учитывая специфику жилищно-коммунальной отрасли, которая выражается в низком уровне конкуренции, «местном характере» предоставления услуг, высоком удельном весе и уровне износа основных фондов, на наш взгляд, можно отнести следующую совокупность показателей [4].

Параметры наукоемкости производства:

удельный вес инвестиционной составляющей в тарифе; объем фактически проведенных и нормативных затрат на НИС (не менее 5% объема продукции (услуг)); объем затрат на оплату труда, услуг субъектов инновационной инфраструктуры по подготовке кадров; часть прибыли, направленная на НИС (не менее 5%); объем затрат на проведение испытаний, сертификацию продукции; объем затрат на приобретение новых информационных продуктов.

Параметры уровня удовлетворенности потребителей качеством услуг:

бесперебойность; количество аварий за отчетный период; качество предоставления услуг; соответствие услуг национальным и мировым стандартам; уровень прозрачности расчетов с потребителями и тарифов.

Параметры технологического процесса предоставления услуг:

гибкость технологической структуры; состояние основных фондов; амортизационная политика предприятия; уровень информационной обеспеченности при составлении перечня поставщиков сырья и материалов; уровень энергоемкости технологий, которые применяются на каждом технологическом этапе.

Параметры технологии предоставления услуг:

наличие в перечне услуг принципиально новых, которые не предоставляются предприятиями соответствующей отрасли в общем объеме производства (не менее 10%); средний жизненный цикл инноваций (не более 3 лет); уд.вес научно-технических затрат в себестоимости (не менее 30%); коэффициент обновления продукции (не менее 5% за год); наличие технологических инноваций; соотношение инноваций-продуктов и инноваций-процессов (не менее чем 2:1).

Параметры кадрового обеспечения инновационных процессов:

численность научно-технических кадров в общем количестве занятых (не менее 15%); подготовленность специалистов в областях: маркетинга, патентно-правовых вопросов, коммерческой деятельности, управления передачей технологий; мотивация специалистов; повышение квалификации кадров; соответствие структуры организации потребностям ее инновационной деятельности, включая информационное обеспечение.

Экономический эффект от внедрения инвестиционных проектов:

чистый доход; период окупаемости; экономический эффект; внутренняя норма прибыли и др.

Вычленение и замер показателей, характеризующих основные составляющие инновационного потенциала, позволяют не только установить уровень соответствия каждого фактора потребностям инновационного развития, но и предложить систему мср, обеспечивающую перевод этого фактора в требуемое состояние. Это относится ко всем без исключения вышеперечисленным составляющим инновационного потенциала.

Вместе с тем, предпринятая попытка рассмотреть проблемы состояния и формирования именно внутренних факторов предприятия, влияющих на уровень инновационного потенциала, вовсе не означает искусственное отделение от иных составляющих совокупного показателя. Более того, предложенные для измерения параметры в большинстве своем иллюстрируют их конкретную взаимосвязь с возможностями научно-технического, производственно-технологического, кадрового и финансово-экономического потенциалов предприятия. С учетом определенных различий, имеющихся между параметрами инновационного потенциала жилищно-коммунальных предприятий, с одной стороны, и промышленных, с другой, на наш взгляд, можно сформулировать две группы задач.

Одна связана с развитием научно-технического, производственно-технологического, кадрового и финансово-экономического потенциалов предприятия и, как следствие, созданием благоприятных условий для укрепления и реализации инновационного потенциала. При этом развитие совокупного потенциала предприятия должно идти не само по себе, а под влиянием потребностей инновационного развития. К примеру, замена производственно-технологического оборудования не может быть сведена лишь к факту обновления основных фондов, поскольку необходимо не простое воспроизводство устаревшего оборудования, а использование менее энергоемких производственных, информационных технологий с учетом органической увязки с переподготовкой персонала.

Таким образом, развитие научно-технических, производственно-технологических, кадровых и финансово-экономических факторов, детерминирующих инновационный потенциал, должно осуществляться в рамках инновационной парадигмы, основанной на изучении реальных процессов. Использование этой парадигмы предполагает инновационный подход, поскольку результат обеспечивает комплекс конкретных, разного вида управленческих, финансово-экономических и иных инноваций [2].

Другую группу задач составляют показатели, полностью или преимущественно связанные с инновационным циклом. Ввиду низкого уровня инновационной активности в целом, они остаются как бы недооцененными, на фоне таких проблем, как техническое состояние оборудования, квалификация рабочих или налогообложение. Однако состояние инфраструктурной и кадровой компоненты инновационного потенциала уже сейчас лежит в основе многих проблем реструктуризации экономики. Нельзя решить производственные, финансовые и иные проблемы, а затем перейти к инновационной деятельности. Вышеназванные проблемы как раз и должны быть решены комплексно и на инновационной основе.

Заключение. Недооценка инновационной компоненты является кардинальной причиной экономической стагнации и социальной напряженности. В этой связи необходима серьезная организационно-методическая поддержка жилищно-коммунальных предприятий по таким вопросам, как защита, охрана и эффективное использование интеллектуальной собственности, изучение рынка продукции и рынка инвестиций.

Список цитированных источников

1. Городской манифест / Институт экономики города. – 2005.
2. Лисин, Б.К., Фридлянов, В.Н. Инновационный потенциал как фактор развития: межгосударственное социально-экономическое исследование. // *Инновации*. – 2002. – № 7
3. Закон Украины „Про инвестицину діяльність” від 4 липня 2002 року – N 40-IV.
4. Исмаилов, Т.А., Гамидов, Г.С. Инновационная экономика - стратегическое направление развития России в XXI веке // *Инновации*. – 2003. – № 6.
5. Волинський Г. Аналіз стану житлово-комунального господарства і можливості інвестування галузі // *Схід*. – 2006. – №1. – С. 40–43.
6. Шелегеда, Б., Кравцова, Л. Економічний механізм підвищення ефективності житлово-комунальної реформи // *Схід*. – 2004. – 3(61). – С. 9–13.
7. Николаев, А.И. Инновационное развитие и культура // *Наука и наукознание* – 2001 – № 2. – С. 54–56.
8. Бубенко, П., Гусев, В. Ключевые моменты формирования региональных инновационных систем в Украине // *Экономика Украины*. – 2007. – № 8. – С. 33–39.

ЭФФЕКТЫ АУДИТИНГОВОГО АНАЛИЗА ЖИЛЫХ ЗДАНИЙ

Уйма А., Лис А.

Согласно уставу о стимулировании термомодернизационных действий, выбор оптимальных решений термической модернизации зданий должен осуществляться на основании энергетического аудита. Эффектом выполнения такого анализа является возможность проведение работ с высокой отдачей вложенных средств.

Analiza techniczno-ekonomiczna przedsięwzięć budowlanych mających na celu racjonalizację zużycia energii określana jest z reguły terminem audyt energetyczny. Służy przede wszystkim do wyboru optymalnego zakresu prac termomodernizacyjnych obiektów ogrzewanych. Wykorzystywany jest on w kraju na szeroką skalę od około 10 lat. Wymóg jego wykonywania zapisany jest m.in. w Ustawie termomodernizacyjnej. Ponadto szereg instytucji finansujących działania inwestycyjne ukierunkowane na ograniczanie zużycia paliw i energii oraz zmniejszanie emisji produktów spalania, również wymaga umotywowania planowanego zakresu prac analizą audytingową.

Przedmiotem analizy audytingowej były trzy budynki, z których dwa to budynki mieszkalne wielorodzinne (B1, B3), a jeden to budynek zamieszkania zbiorowego (B2). Określony w audycie zakres działań modernizacyjnych powinien spełnić dwa kryteria:

- kryterium techniczne w postaci wymaganego poziomu zużycia ciepła,
- kryterium ekonomiczne w postaci najbardziej efektywnego wariantu modernizacji.

Badane obiekty wzniesiono w latach 50-tych ubiegłego wieku, B1 i B2 w technologii tradycyjnej (cegła pełna), a B3 w uprzemysłowionej (wielki blok, system leningradzki). Podstawowe parametry techniczne obiektów, kubaturę ogrzewaną V oraz współczynnik kształtu A/V przedstawiono w tabeli 1.

Stan techniczny analizowanych budynków wskazywał na konieczność wykonania remontu obejmującego strukturę budowlaną i instalacyjną. Stwierdzono wysokie zużycie ciepła, spowodowane niską izolacyjnością termiczną przegród chłodzących i niską sprawnością funkcjonowania systemów grzewczych.

Dla stanu istniejącego obiektów przed termomodernizacją wyznaczono następujące parametry energetyczne: zapotrzebowanie na moc grzewczą q i wskaźnik zapotrzebowania na moc grzewczą q/V (tabela 1) oraz zapotrzebowanie na ciepło w sezonie grzewczym Q , wskaźnik zapotrzebowania na ciepło 1 m^3 kubatury ogrzewanej Q/V i wskaźnik sezonowego zapotrzebowania na ciepło E (tabela 2).

Tabela 1 – Podstawowe parametry techniczne i energetyczne badanych obiektów

Badane obiekty	V	A/V	q		q/V	q/V
	m^3	m^{-1}	kW		kW/m^3	
B1	2158,0	0,73	77,28	29,50	0,036	0,014
B2	2116,6	0,64	100,21	30,51	0,047	0,014
B3	7077,9	0,61	240,02	100,03	0,030	0,014

Analiza wykazała około trzykrotne przekroczenie dopuszczalnej aktualnie wartości wskaźnika E_0 (tabela 2) w badanych obiektach.

Na podstawie wykonanych analiz audytingowych [1, 2, 3] określono optymalne warianty kompleksowej modernizacji, które wymagały przeprowadzenia następujących prac:

- ocieplenie przegród chłodzących we wszystkich obiektach,
- wymiana okien w obiekcie B2,
- modernizacja systemów zaopatrzenia w ciepło i jego rozprządzenia w obiektach B1 i B2,
- modernizacja instalacji ciepłej wody użytkowej w obiekcie B1 i B2, przy czym w obiekcie B2 zaproponowano układ podgrzewu ciepłej wody wykorzystujący kolektory słoneczne.

Tabela 2 – Wybrane parametry energetyczne badanych obiektów

Badane obiekty	Q	Q	Q/V	Q/V	E_0	E	E
	GJ		GJ/m^3		$\text{kWh}/(\text{m}^3\text{rok})$		
B1	957,0	273,2	0,443	0,127	35,4	123,2	35,2
B2	789,3	268,7	0,373	0,127	35,5	103,6	35,2
B3	2304,0	870,5	0,330	0,123	34,3	90,4	34,2

W tabeli 3 zebrano wartości współczynników przenikania ciepła wybranych przegród chłodzących dla stanu istniejącego (S – stary) i przewidywanego po termomodernizacji (N – nowy). Wskazane w wynikach analiz audytingowych warianty modernizacji charak-

teryzują się radykalnie niskimi wartościami parametrów energetycznych. Dla stanu po termomodernizacji parametry energetyczne: zapotrzebowanie na moc grzewczą q i wskaźnik zapotrzebowania na moc grzewczą q/V oraz zapotrzebowanie na ciepło w sezonie grzewczym Q , wskaźnik zapotrzebowania na ciepło 1 m^3 kubatury ogrzewanej Q/V i wskaźnik sezonowego zapotrzebowania na ciepło E , zamieszczono również w tabeli 1 i 2.

Tabela 3 – Współczynniki przenikania ciepła wybranych przegród chłodzących

Badane obiekty	Sciana zewnętrzna		Strop poddasza/Stropodach		Strop nad piwnicą	
	S	N	S	N	S	N
	W/(m ² ·K)					
B1	1,50	0,23	1,90	0,20	1,30	0,44
B2	1,05	0,24	1,09	0,15	1,05	0,32
B3	1,31	0,19	1,36	0,20	1,16	0,35

Warianty termomodernizacji badanych obiektów wykazują się również wysoką efektywnością ekonomiczną wyrażającą się stosunkowo krótkim czasem zwrotu nakładów od 5,7÷7,5 lat. Wybrane wskaźniki ekonomiczne analizowanych przedsięwzięć modernizacyjnych zawarto w tabeli 4.

Tabela 4 – Wybrane wskaźniki ekonomiczne analizowanych przedsięwzięć modernizacyjnych

Badane obiekty	Nakłady	Roczne oszczędności	Czas zwrotu nakładów
	§		lata
B1	ok. 39 000,00	ok. 6 800,00	5,7
B2	ok. 70 000,00	ok. 9 300,00	7,5
B3	ok. 76 000,00	ok. 13 000,00	5,8

Analizowane działania termomodernizacyjne przyczynia się do zmniejszenia emisji zanieczyszczeń do atmosfery na ponad 50%. Zmniejszenie emisji zanieczyszczeń do atmosfery w przypadku obiektu B1 zostało również zaobserwowane przez mieszkańców, którzy sygnalizowali poprawę jakości powietrza na terenie osiedla. Fakty te powinny przyczynić się do wzrostu świadomości ekologicznej miejscowej społeczności, w zakresie ograniczania zanieczyszczenia środowiska naturalnego produktami spalania przy ogrzewaniu budynków.

Wstępne wyniki badań ankietowych prowadzonych wśród mieszkańców odnośnie warunków mikroklimatu wewnątrz, komfortu cieplnego ludzi oraz warunków użytkowych mieszkań wskazują na znaczną poprawę warunków mikrosrodowiska pomieszczeń oraz odczuć związanych z przebywaniem w nich.

Stworzenie centralnego systemu ogrzewania i przygotowania ciepłej wody, w przypadku obiektów B1 i B2, przyczyni się do podniesienia standardu i jakości ich użytkowania. Okazuje się to szczególnie ważne dla osób w podeszłym wieku, którzy stanowią większość mieszkańców analizowanych budynków. W obiekcie B1 [4] uzyskano dodatkową powierzchnię mieszkalną w wyniku likwidacji pieców. Natomiast w pomieszczeniach piwnicznych nie ma potrzeby indywidualnego gromadzenia opału. Likwidacja indywidualnych źródeł ogrzewania przyczyniła się do podniesienia czystości pomieszczeń mieszkalnych, piwnicznych oraz poddasza pełniącego funkcję suszarni. W wyniku odnowienia elewacji działania termomodernizacyjne przyniosły efekt estetyczny, który został dodatkowo wzbogacony dzięki uporządkowaniu otoczenia budynku.

Przygotowanie, przeprowadzenie i wykorzystanie rezultatów przedsięwzięcia termomodernizacyjnego zaowocować powinno szeregiem korzystnych zjawisk w obszarze funkcjonowania lokalnej społeczności. Pobudzona może zostać świadomość społeczna i aktywność mieszkańców. Waznym elementem w trakcie realizacji i po zakończeniu inwestycji może być zacieśnienie więzi między wszystkimi mieszkańcami i powstanie głębszego przekonania, że to właśnie oni są jedynymi właścicielami obiektu, który nie ogranicza się tylko do terenu ich mieszkania. Ten element skutkować powinien lepszą dbałością o wspólną własność.

Tego rodzaju inwestycje są świetną okazją do kształtowania odpowiednich wzorców dla właścicieli sąsiadujących obiektów mieszkalnych, którzy zastanawiają się nad podjęciem decyzji w zakresie termomodernizacji swojego budynku.

Uzyskanie wszystkich wyżej wcześniej efektów jest możliwe tylko w przypadku konstruktywnej współpracy między inwestorem a audytorami, projektantami i wykonawcami. Przy czym inwestor powinien wykazać się dużą wnikliwością i zaangażowaniem w całe przedsięwzięcie termomodernizacyjne.

Analiza audytorska pozwala wybrać wariant, który powinien być optymalnym dla właścicieli, pod względem rozłożenia w czasie skutków ekonomicznych danej inwestycji.

Należałoby w tym miejscu zwrócić uwagę na fakt, iż właśnie ta grupa osób w poprzedzonym wieku stanowi większość mieszkańców budynków o szczególnie niekorzystnych parametrach energetycznych. Przeprowadzenie termomodernizacji takich obiektów pozwala radykalnie obniżyć koszty eksploatacyjne i poprawić sytuację finansową nienajlepiej uposażonych grup społecznych.

Na podstawie przeprowadzonych analiz wyciągnięto następujące wnioski:

1. Tylko w efekcie przeprowadzenia pełnej analizy audytorskiej możliwe jest uzyskanie optymalnych efektów planowanych działań w zakresie termomodernizacji.

2. Działania termomodernizacyjne obok podstawowych efektów energetycznych i ekonomicznych przyczyniają się do poprawy jakości środowiska naturalnego oraz mikrośrodowiska wewnątrz i komfortu cieplnego osób, a także podwyższenia standardu użytkowania budynków i jakości życia. Niedocenianym efektem tych działań jest również możliwość korzystnego wpływu na konsolidację i pobudzenie aktywności społeczności lokalnych.

3. Istnieje pilna potrzeba dotarcia ze szczegółowymi informacjami dotyczącymi możliwości przeprowadzenia termomodernizacji i wskazania wzorcowo zrealizowanych przedsięwzięć grupom zarządców i administratorów budynków mieszkalnych, w tym zarządom wspólnot mieszkaniowych.

Literatura

1. Ujma, A., Lis, A. Audyt energetyczny budynku mieszkalnego wielorodzinnego. – Wręczyca Wielka, ul. Szkolna 9
2. Ujma, A., Lis, A. Audyt energetyczny budynku Domu Pomocy Społecznej w Druzykowej 12
3. Ujma, A., Lis, A. Audyt energetyczny budynku mieszkalnego wielorodzinnego. Częstochowa, ul. Gwiezdna 13
4. Lis, A., Ujma, A. Monitoring efektów termomodernizacji wielorodzinnego budynku mieszkalnego. W: Budownictwo o zoptymalizowanym potencjale energetycznym. Praca zbiorowa pod redakcją Tadeusza Bobki. Wydawnictwa Politechniki Częstochowskiej. – Częstochowa, 2005.

ОБОСНОВАНИЕ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ И КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ ПО ВОССТАНОВЛЕНИЮ ЭКСПЛУАТАЦИОННЫХ КАЧЕСТВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН

Опанасюк И.Л., Данилов С.В.

Введение. Надежность работы строительных конструкций в процессе технической эксплуатации зданий поддерживается путем своевременного возобновления защитных покрытий, замены или усиления основных элементов, выполнения графиков всех видов ремонтов и других мероприятий.

Опыт показывает, что в нормальных эксплуатационных условиях большинство конструкций за установленный нормативный срок службы зданий и сооружений не исчерпывают физико-механических качеств материалов. Наряду с этим, из-за неудовлетворительного ухода, нарушения правил технологической и технической эксплуатации зданий и сооружений, сроки службы отдельных конструкций, эксплуатируемых в условиях агрессивных сред, сокращаются в несколько раз. К наиболее подверженным коррозионным воздействиям относятся железобетонные конструкции каркасов зданий, покрытий и стенового ограждения.

Рассматривая эту группу конструкций, железобетонные колонны можно выделить как один из основных конструктивных элементов, обеспечивающих несущую способность каркасов, устойчивость и геометрическую неизменяемость зданий и сооружений. Колонны составляют 8 – 14 % от общего объема конструкций каркасов зданий.

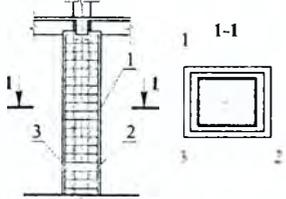
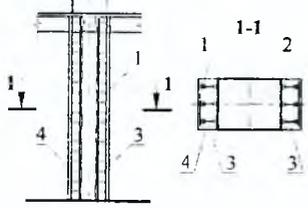
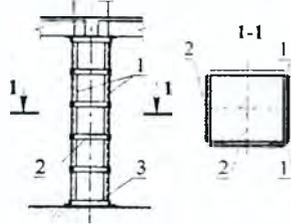
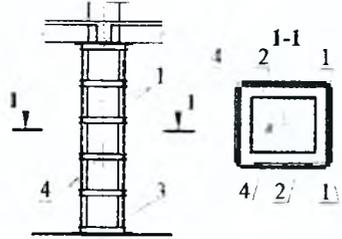
Нормальный срок эксплуатации колонн составляет 70 – 100 лет [1]. Степень их износа из-за коррозии бетона и арматуры колеблется в пределах 10 – 30 % (средняя степень разрушения), что подтверждается их техническим обследованием на ряде объектов промышленных предприятий.

При такой степени износа следует принимать рациональные организационно-технические и конструктивные решения, обеспечивающие восстановление, а в некоторых случаях и увеличение несущей способности колонн.

Основная часть. Для восстановления эксплуатационных качеств железобетонных колонн со средней степенью разрушения существует большой арсенал способов, среди которых наибольшее распространение получили следующие: железобетонные обоймы; одностороннее и двухстороннее наращивание сечения; металлические обоймы с обетонированием, которые приведены в таблице.

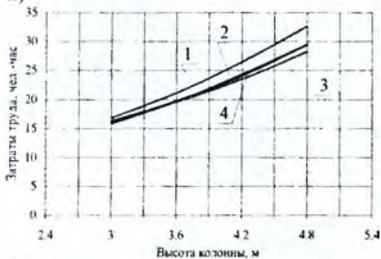
Для обоснования рационального выбора технологических и конструктивных решений по восстановлению эксплуатационных качеств железобетонных колонн, приведенных в таблице, нами определены затраты труда (рис. 1) и прямые затраты в ценах 2006 г. (рис. 2), которые дают достаточно полную оценку рассматриваемых организационно-технологических и конструктивных решений по усилению железобетонных колонн.

Способы восстановления эксплуатационных качеств железобетонных колонн

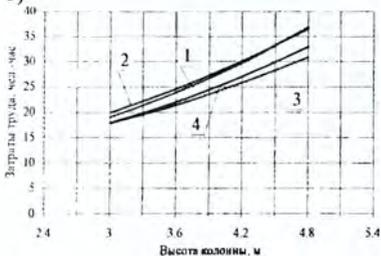
№ пп	Способ восстановления и усиления		Элементы усиления	
	Эскиз	№ поз.	Общие сведения	
1	<p>Усиление колонны железобетонной облой</p> 	1 2 3	1	Железобетонная облойма, толщиной 100 мм 2 Продольная рабочая арматура облоймы S400 Ø18 мм 3 Поперечная арматура облоймы S240 Ø8 мм
2	<p>Усиление колонны двухсторонним наращиванием</p> 	1 2 3 4	1 2 3 4	1 Продольная рабочая арматура рубашки S400 Ø18 мм 2 Существующая арматура колонны 3 Соединительные коротышки из арматуры S240 Ø8 мм 4 Двухстороннее бетонное наращивание, толщиной 100 мм
3	<p>Усиление колонны металлической облоймой</p> 	1 2 3	1 2 3	1 Продольные уголки облоймы L 75×75×6, установленные на растворе 2 Предварительно напряженные поперечные планки (приварка после нагрева до температуры 100 – 120 °С), шаг 600 мм 3 Опорный уголок L 75×75×6
4	<p>Усиление колонны металлической облоймой с обетонированием</p> 	1 2 3 4	1 2 3 4	1 Продольные уголки металлической облоймы L 75×75×6 2 Бетонная облойма, толщиной 60 мм 3 Опорный уголок L 75×75×6 4 Поперечные планки металлической облоймы



а)



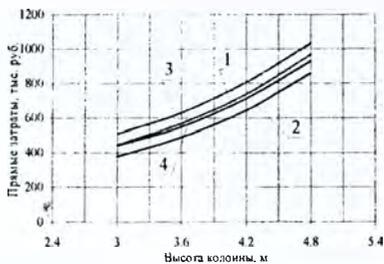
б)



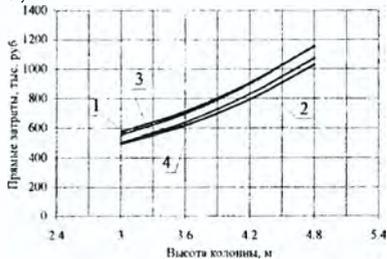
в)

- а – колонн сечением 300×300 мм;
 б – колонн сечением 400×400 мм;
 в – колонн сечением 500×500 мм;
 1 – железобетонная обойма;
 2 – одностороннее наращивание;
 3 – металлическая обойма;
 4 – металлическая обойма с обстонирированием

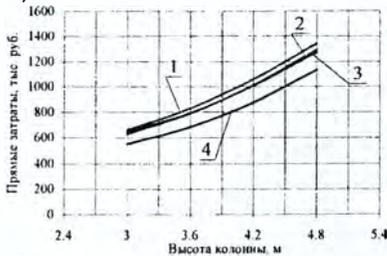
Рисунок 1 – Зависимость затрат труда на восстановление ж/б колонн от геометрических размеров колонны



а)



б)



в)

- а – колонн сечением 300×300 мм;
 б – колонн сечением 400×400 мм;
 в – колонн сечением 500×500 мм;
 1 – железобетонная обойма;
 2 – одностороннее наращивание;
 3 – металлическая обойма;
 4 – металлическая обойма с обетонированием

Рисунок 2 – Зависимость прямых затрат на восстановление ж/б колонн от геометрических размеров колонны

Из приведенных графиков (рис. 1, 2) видно, что установленные технико-экономические показатели имеют тенденцию роста с увеличением геометрических размеров колонн, кроме того, каждый способ усиления характеризуется различными затратами труда и стоимостью выполнения работ.

Из рассматриваемых способов наиболее технически сложными в исполнении являются способ усиления колонн металлической обоймой, железобетонной обоймой и способ двухстороннего наращивания. Кроме того, эти способы нашли применение для восстановления эксплуатационных качеств железобетонных колонн со слабой степенью разрушения (5 – 10 % сечения элемента) [1]. Усиление металлической обоймой с обетонированием является наиболее применимым способом с точки зрения простоты исполнения и надежности в процессе эксплуатации.

При восстановлении эксплуатационных качеств железобетонных колонн сечением 300×300 мм наименее трудоёмким является способ двухстороннего наращивания сечения (рис. 1, а), затраты труда которого в среднем составляют 16,9 чел.-ч., что на 16, 18 и 25 % меньше, чем при восстановлении соответственно металлической обоймой с обетонированием, металлической обоймой и железобетонной обоймой. Также способ двухстороннего наращивания сечения является наиболее экономичным (рис. 2, а), прямые затраты которого в среднем составляют 593,5 тыс. руб., что на 10, 15 и 26 % меньше, чем при восстановлении соответственно металлической обоймой с обетонированием, железобетонной обоймой и металлической обоймой.

При восстановлении эксплуатационных качеств железобетонных колонн сечением 400×400 мм наименее трудоёмким является устройство металлической обоймы (рис. 1, б), затраты труда которой в среднем составляют 21,9 чел.-ч., что на 2, 3 и 11 % меньше, чем при восстановлении соответственно металлической обоймой с обетонированием, двухсторонним наращиванием и железобетонной обоймой. Однако наиболее экономичным является устройство металлической обоймы с обетонированием (рис. 2, б), прямые затраты которой в среднем составляют 734,5 тыс. руб., что на 4, 12 и 14 % меньше, чем при восстановлении соответственно двухсторонним наращиванием, железобетонной обоймой и металлической обоймой.

При восстановлении эксплуатационных качеств железобетонных колонн сечением 500×500 мм наименее трудоёмким является устройство металлической обоймы (рис. 1, в), затраты труда которой в среднем составляют 24,1 чел.-ч., что на 4, 14 и 16 % меньше, чем при восстановлении соответственно металлической обоймой с обетонированием, железобетонной обоймой и двухсторонним наращиванием. В свою очередь, наиболее экономичным является устройство металлической обоймы с обетонированием (рис. 2, в), прямые затраты которой в среднем составляют 810,6 тыс. руб., что на 15, 16 и 20 % меньше, чем при восстановлении соответственно двухсторонним наращиванием, металлической обоймой и железобетонной обоймой.

Как видно из вышеприведенного анализа, достаточно сложно дать предпочтение одному из рассматриваемых вариантов восстановления эксплуатационных качеств железобетонных колонн, так как показатели эффективности имеют разные размерности и трудно сопоставимы по конструктивным соображениям.

Для выбора рациональных решений необходимо создание системы вариантов восстановления железобетонных колонн, каждый из которых характеризуется конечным множеством оценочных показателей, достаточно полно описывающих свойства сравниваемых вариантов. Выбор наилучшего варианта может осуществляться двумя методами: с учетом значений всех оценочных показателей, характе-

ризующих сравниваемые варианты восстановления колонн; по специальному признаку – критерию, сформированному на основе совокупности значений оценочных показателей.

Наиболее объективным является метод выбора наилучшего варианта с учетом значений конечного множества оценочных показателей, характеризующих сравниваемые варианты.

Для системотехнической оценки и многоцелевой селектоновации рассматриваемых вариантов нами успешно применен метод выбора множества недоминируемых вариантов [2].

Оценка вариантов осуществлялась по пяти основным показателям эффективности: трудозатратам на подготовительные работы; трудозатратам на восстановление эксплуатационных качеств железобетонных колонн; заработной плате рабочих; стоимости эксплуатации машин и механизмов; стоимости материалов.

Заключение. Проведенные исследования по предлагаемой методике показали, что наиболее надежным в работе и экономически обоснованным является способ восстановления эксплуатационных качеств железобетонных колонн посредством устройства металлической обоймы с обетонированием.

Список цитированных источников

1. Рекомендации по оценке состояния и усилению строительных конструкций промышленных зданий и сооружений. – М.: Стройиздат, 1991. – 184 с.
2. Завадскас, Э.-К.К. Системотехническая оценка технологических решений строительного производства / Э.-К.К. Завадскас. – Л.: Стройиздат, 1991. – 254 с.

СВЕДЕНИЯ ОБ АВТОРАХ

- БАДАЛОВА Екатерина Николаевна**, младший научный сотрудник УО «ПГУ» (г. Новополоцк).
- БАЕШКО Сергей Иванович**, инженер Центра научных исследований и испытаний строительных конструкций БНТУ (г. Минск).
- БАРАНЧИК Владимир Георгиевич**, старший научный сотрудник Центра научных исследований и испытаний строительных конструкций БНТУ (г. Минск).
- БИ Силь**, аспирант БНТУ (г. Минск).
- БОЛОШЕНКО Ю.Г.**, аспирант ГУВПО «БРУ» (г. Могилев).
- БОНДАРЕНКО Владимир Михайлович**, ассистент кафедры строительных конструкций, оснований и фундаментов УО «БелГУТ» (г. Гомель).
- БОРИСЕВИЧ Арсений Александрович**, д.т.н., профессор, заведующий кафедрой строительной механики БНТУ (г. Минск).
- БОСАКОВ Сергей Викторович**, д.т.н., профессор, профессор кафедры строительной механики БНТУ (г. Минск).
- БОСОВЕЦ Федор Петрович**, к.т.н., доцент, доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций БНТУ (г. Минск).
- БУРАКОВ В.С.**, Институт физики НАН Беларуси (г. Минск).
- ВАРСЕМАШВИЛИ Давид Георгиевич**, аспирант МГАКХиС (г. Москва, Россия)
- ГРИНЕВ Вадим Венедиктович**, к.т.н., доцент кафедры строительных конструкций УО «ПГУ» (г. Новополоцк).
- ГРИНЕВ Венедикт Демьянович**, к.т.н., доцент, доцент кафедры строительных конструкций УО «ПГУ» (г. Новополоцк).
- ГУРИНОВИЧ Виталий Юрьевич**, аспирант БНТУ (г. Минск).
- ДАВИДОВИЧ Анатолий Сергеевич**, к.арх., доцент, доцент кафедры архитектуры УО «ПГУ» (г. Новополоцк).
- ДАВЫДЮК Анна Ивановна**, аспирант УО «БрГТУ» (г. Брест).
- ДАНИЛОВ Сергей Васильевич**, старший преподаватель ГУ ВПО «БРУ» (г. Могилев).
- ДИМЧЕНКО О.В.**, к.э.н., доцент ХНАГХ (г. Харьков, Украина).
- ДРАГАН Алексей Вячеславович**, к.т.н., ассистент кафедры архитектурных конструкций УО «БрГТУ» (г. Брест).
- ДРАГАН Вячеслав Игнатьевич**, к.т.н., доцент, первый проректор УО «БрГТУ» (г. Брест).
- ДУБАТОВКА Игорь Петрович**, к.т.н., директор ЧНУП «Моноракурс» (г. Минск).
- ЖЕЛТКОВИЧ Андрей Евгеньевич**, ассистент кафедры сопротивления материалов и теоретической механики УО «БрГТУ» (г. Брест).
- ЗАВАДСКИЙ Александр Сергеевич**, студент БНТУ (г. Минск).
- ЗАХАРКИНА Галина Ивановна**, доцент, к.арх., заведующая кафедрой архитектуры УО «ПГУ» (г. Новополоцк).
- ИГНАТОВ Алексей Юрьевич**, аспирант УО «БрГТУ» (г. Брест).
- ИГНАТОВ Сергей Владимирович**, аспирант БНТУ (г. Минск).
- ИГНАТЮК Валерий Иванович**, к.т.н., доцент, заведующий кафедрой строительной механики УО «БрГТУ» (г. Брест).
- КАРАБАНИЮК Светлана Александровна**, аспирант УО «БрГТУ» (г. Брест).
- КАРАТКЕВИЧ Сергей Георгиевич**, главный конструктор мостового отдела ПП «Белгипродор» (г. Минск).

КОЗУНОВА Оксана Васильевна, старший преподаватель кафедры строительной механики УО «БелГУТ» (г. Гомель).

КОНДРАТЧИК Александр Аркадьевич, к.т.н., доцент, профессор кафедры строительных конструкций УО «БрГТУ» (г. Брест).

КОСТЮК Ольга Васильевна, к.т.н., ведущий специалист ОДО «Брестстройсервис» (г. Брест).

КУГАН Светлана Федоровна, аспирант УО «БрГТУ» (г. Брест)

КУЗМЕНКО Игорь Михайлович, к.т.н., доцент кафедры сопротивления материалов ГУВПО «БРУ» (г. Могилев)

ЛАЗОВСКИЙ Дмитрий Николаевич, д.т.н., профессор, ректор УО «ПГУ» (г. Новополоцк).

ЛАТЫШ Владимир Вячеславович, ассистент кафедры железобетонных и каменных конструкций БНТУ (г. Минск).

ЛЕОНОВИЧ Сергей Николаевич, д.т.н., профессор, заведующий кафедрой технологии строительного производства БНТУ (г. Минск).

ЛЮСТИБЕР Вадим Викторович, аспирант УО «БрГТУ» (г. Брест).

МАЛИНОВСКИЙ Василий Николаевич, к.т.н., доцент, профессор кафедры строительных конструкций УО «БрГТУ» (г. Брест).

МАТЧАН Виктор Александрович, к.т.н., доцент, заведующий кафедрой архитектурных конструкций УО «БрГТУ» (г. Брест).

МЕДВЕДЕВ В.Н., аспирант ГУВПО «БРУ» (г. Могилев)

МИГЕЛЬ Александр Владимирович, аспирант УО «БрГТУ» (г. Брест).

МИНЧЕНЯ Татьяна Петровна, к.т.н., руководитель Центра научных исследований и испытаний строительных конструкций БНТУ (г. Минск).

МОРГУН Татьяна Игоревна, студентка БНТУ (г. Минск).

НЕСТЕРЕНКО Маргарита Сергеевна, к.т.н., профессор, профессор кафедры инженерной геодезии БНТУ (г. Минск).

ОПАНАСЮК Иван Лукьянович, к.т.н., доцент, доцент кафедры промышленного и гражданского строительства ГУ ВПО «БРУ» (г. Могилев).

ПАВЛЮЧУК Юрий Николаевич, д.т.н., профессор, заведующий кафедрой менеджмента УО «БрГТУ» (г. Брест).

ПАСТУШКОВ Валерий Геннадьевич, к.т.н., доцент кафедры мостов и тоннелей БНТУ (г. Минск).

ПЕЦОЛЬД Тимофей Максимович, д.т.н., профессор, профессор кафедры железобетонных и каменных конструкций БНТУ (г. Минск).

ПЛАТОНОВА Мария Александровна, студентка УО «ПГУ» (г. Новополоцк).

ПЛАТОНОВА Раиса Михайловна, к.т.н., доцент, доцент кафедры архитектуры УО «ПГУ» (г. Новополоцк).

ПОШКОВ Юрий Викторович, к.т.н., заведующий кафедрой строительных конструкций УО «ПГУ» (г. Новополоцк).

РАЙКОВ С.Н., Институт физики НАН Беларуси (г. Минск).

РАК Николай Александрович, к.т.н., доцент, профессор кафедры железобетонных и каменных конструкций БНТУ (г. Минск).

САННИКОВА Ольга Геннадьевна, аспирант УО «БрГТУ» (г. Брест).

СЕЛЬКИН Дмитрий Михайлович, к.т.н., доцент, докторант МГАКХиС (г. Москва, Россия).

СЕМЕНЮК Славик Денисович, д.т.н., профессор, заведующий кафедрой строительных конструкций, зданий и сооружений УО «БрГУ» (г. Могилев).

- СЕРГАЧЕВ Сергей Алексеевич**, дарх., заведующий кафедрой архитектуры жилых и общественных зданий БНТУ (г. Минск).
- СИДОРОВИЧ Евгений Мечиславович**, д.т.н., профессор, профессор кафедры строительной механики БНТУ (г. Минск).
- СРЫВКИНА Людмила Геннадьевна**, старший преподаватель кафедры экономики и организации строительства УО «БрГТУ» (г. Брест).
- ТАМКОВИЧ Сергей Юрьевич**, аспирант БНТУ (г. Минск).
- ТАРАСЕВИЧ Алексей Николаевич**, к.т.н., доцент кафедры оснований, фундаментов, инженерной геологии и геодезии УО «БрГТУ» (г. Брест).
- ТРЕПАЧКО Виктор Михайлович**, к.т.н., доцент, ученый секретарь НИЧ БНТУ (г. Минск).
- ТРУС Олег Александрович**, начальник сектора ЧПУП «Моноракурс» (г. Минск).
- ТУР Андрей Викторович**, аспирант УО «БрГТУ» (г. Брест).
- ТУР Виктор Владимирович**, д.т.н., профессор, заведующий кафедрой технологии бетона и строительных материалов УО «БрГТУ» (г. Брест).
- ТУР Виталий Иванович**, к.т.н., профессор, декан строительного факультета ГОУВПО «УлГТУ» (г. Ульяновск, Россия).
- УЛАСЕВИЧ Вячеслав Прокофьевич**, к.т.н., доцент, профессор кафедры строительных конструкций УО «БрГТУ» (г. Брест).
- ФАН Джинионг**, аспирант БНТУ (г. Минск).
- ФЕДОРОВ Алексей Георгиевич**, директор ГП «Белгипродор» (г. Минск).
- ХАТКЕВИЧ Александр Михайлович**, аспирант УО «ПГУ» (г. Новополоцк).
- ХОЛОДАРЬ Борис Григорьевич**, к.т.н., доцент, доцент кафедры сопротивления материалов и теоретической механики УО «БрГТУ» (г. Брест).
- ШАЛОБЫТА Николай Николаевич**, к.т.н., доцент кафедры строительных конструкций УО «БрГТУ» (г. Брест).
- ШАЛОБЫТА Татьяна Петровна**, к.т.н., доцент, доцент кафедры технологии бетона и строительных материалов УО «БрГТУ» (г. Брест).
- ШЕПЕЛЕВИЧ Николай Исифович**, к.т.н., заведующий лабораторией РУП «Институт БелНИИС» (г. Минск).
- ШУРИН Андрей Брониславович**, старший преподаватель кафедры строительных конструкций УО «БрГТУ» (г. Брест).
- ЩЕТЬКО Николай Сергеевич**, младший научный сотрудник РУП «Институт БелНИИС» (г. Минск).
- ЯРОВАЯ Анна Владимировна**, д.ф.-м.н., доцент, профессор кафедры строительной механики УО «БелГУТ» (г. Гомель).
- ЯРОВЕНКО Сергей Михайлович**, д.т.н., профессор, декан факультета экономики и производственного менеджмента МГАКХиС (г. Москва, Россия).
- LIS A., Politechnika Czestochowska (Polska).
- MEYER Ute Margarete, Dipl. Ing. MS, Professorin, Leitung Institut für Planungsgrundlagen, Hochschule Biberach (Deutschland).
- NUDING Anton, Dr.-Ing., Professor, Fachgebiet Wasserbau, Hochschule Biberach (Deutschland).
- SCHRODI Rolf, Dipl.-Ing., Professor, Leiter des Labors und der Prüfstelle für Geotechnik der Hochschule Biberach (Deutschland).
- UJMA Adam, Politechnika Czestochowska (Polska).
- VOGEL Thomas, Dr., Professor, Rektor, Hochschule Biberach, (Deutschland).

СОДЕРЖАНИЕ

НОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ, СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МЕТОДОВ ИХ РАСЧЕТА. ОЦЕНКА ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ И УСИЛЕНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

К РАСЧЕТУ КАРКАСНЫХ СИСТЕМ ИЗ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА НА ПРОГРЕССИРУЮЩЕЕ ОБРУШЕНИЕ <i>Пецольд Т. М., Тур А. В.</i>	3
ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ АНКЕРОВКИ УГЛЕПЛАСТИКОВОЙ АРМАТУРЫ ПРИ УСИЛЕНИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ <i>Лазовский Д.Н., Бадалова Е.Н.</i>	11
МЕТОДЫ ОЦЕНКИ ШИРИНЫ РАСКРЫТИЯ ТРЕЩИН, НОРМАЛЬНЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ЭЛЕМЕНТА <i>Тур В.В., Драган А.В.</i>	16
К НАЗНАЧЕНИЮ КОНСТРУКЦИОННЫХ ПАРАМЕТРОВ ПОСТ-НАПРЯЖЕННЫХ ПЛОСКИХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЙ <i>Тур В. В., Карабанюк С. А.</i>	21
ХАРАКТЕРНЫЕ ВИДЫ ИСЧЕРПАНИЯ РЕСУРСА БАЛОЧНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ И СРОКИ СЛУЖБЫ ЭЛЕМЕНТОВ МОСТОВ <i>Пастушков В.Г.</i>	26
К РАСЧЕТУ ПРОЧНОСТИ НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ <i>Семенюк С. Д., Болошенко Ю. Г.</i>	29
РАЗРАБОТКА МЕТОДИКИ ПРОВЕДЕНИЯ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ВЛИЯНИЯ ГЕОМЕТРИЧЕСКИХ РАЗМЕРОВ ЛИСТОВОЙ ФАСОННОЙ АРМАТУРЫ КНЭСК НА ЕГО НЕСУЩУЮ СПОСОБНОСТЬ <i>Семенюк С.Д., Кузменко И.М., Медведев В.Н.</i>	33
АВТОМАТИЗИРОВАННАЯ СИСТЕМА КОНТРОЛЯ НАПРЯЖЕНИЙ В КОНСТРУКТИВНЫХ ЭЛЕМЕНТАХ СТРОЯЩЕГОСЯ МОСТА <i>Тур В.И.</i>	38
ОПЫТ ПРОЕКТИРОВАНИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКОЙ СТРУКТУРНОЙ КОНСТРУКЦИИ СИСТЕМЫ «БрГТУ» НА УНИКАЛЬНЫХ ОБЪЕКТАХ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ <i>Драган В.И.</i>	42
МЕТОДИКА РАСЧЕТА НА ПРОЧНОСТЬ НОВОГО УЗЛА СОЕДИНЕНИЯ СТЕРЖНЕВЫХ ЭЛЕМЕНТОВ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ СТРУКТУРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ТИПА «БрГТУ» <i>Шалобыта Н. Н., Драган В.И., Шалобыта Т.П.</i>	49
ОБ ИСПОЛЬЗОВАНИИ ПОКАЗАТЕЛЕЙ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА ПРИ ОСЕВОМ РАСТЯЖЕНИИ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ БЕТОННЫХ ТРУБ <i>Шепелевич Н.И.</i>	54
НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК С ПОЛОГИМ ОТГИБОМ ЧАСТИ ПРОДОЛЬНОЙ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ АРМАТУРЫ <i>Малиновский В. Н., Шалобыта Н.Н., Холодарь Б.Г.</i>	58
ДЕФОРМАЦИОННЫЙ МЕТОД РАСЧЕТА В ОБЕСПЕЧЕНИИ НАДЕЖНОСТИ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ <i>Уласевич В.П., Костюк О.В.</i>	65
КОСВЕННОЕ АРМИРОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ НАПРЯГАЮЩЕГО БЕТОНА <i>Санникова О.Г., Кондратчик А.А.</i>	70
	295

СОПОСТАВЛЕНИЕ МЕТОДОВ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ МЕСТНОМ СРЕЗЕ (ПРОДАВЛИВАНИИ) ПО ОТЕЧЕСТВЕННЫМ И ЗАРУБЕЖНЫМ НОРМАМ <i>Тамкович С.Ю., Рак Н.А.</i>	78
ОЦЕНКА НАДЕЖНОСТИ МЕТОДОВ РАСЧЕТА БЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ МЕСТНОМ СЖАТИИ ПО ОТЕЧЕСТВЕННЫМ И ЗАРУБЕЖНЫМ НОРМАМ <i>Рак Н.А.</i>	83
СОПОСТАВЛЕНИЕ МЕТОДОВ РАСЧЕТА БЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ МЕСТНОМ СЖАТИИ ПО ОТЕЧЕСТВЕННЫМ И ЗАРУБЕЖНЫМ НОРМАМ <i>Рак Н.А.</i>	88
ВЛИЯНИЕ ОБЪЕМНОГО КОЭФФИЦИЕНТА ФИБРОВОГО АРМИРОВАНИЯ НА ХАРАКТЕР РАЗРУШЕНИЯ СТАЛЕФИБРОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ МЕСТНОМ СРЕЗЕ <i>Латыш В.В., Рак Н.А.</i>	93
ОЦЕНКА ТОЧНОСТИ МЕТОДИКИ РАСЧЕТА ПРОЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ МЕСТНОМ СРЕЗЕ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ БАНКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ДАННЫХ <i>Тамкович С.Ю., Рак Н.А.</i>	97
ОЦЕНКА СОДЕРЖАНИЯ ХЛОРИДОВ В ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ МЕТОДОМ ЛАЗЕРНОЙ СПЕКТРОМЕТРИИ <i>С.Н. Леонович, В.Ю. Гуринович, В.С. Бураков, С.Н. Райков</i>	101
ИССЛЕДОВАНИЕ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЯ БЕЗРИГЕЛЬНОГО КАРКАСА <i>Минченя Т.П., Дубатовка И.П., Баранчик В.Г., Трус О.А.</i>	105
К РЕКОНСТРУКЦИИ АВАРИЙНОГО ЗДАНИЯ АБК «СТРОЙМАШ» <i>Босови Ф.П., Изнатов С.В.</i>	109
ПРОЧНОСТЬ СЖАТЫХ КОМПЛЕКСНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ВИБРОПРЕССОВАННЫХ БЕТОННЫХ КАМНЕЙ <i>Попков Ю. В., Гринёв В. В.</i>	113
ПОПЕРЕЧНОЕ АРМИРОВАНИЕ СЖАТЫХ АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ <i>Гринев В.Д., Хаткевич А.М.</i>	117
ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ПРОЧНОСТИ СТАЛЕТРУБОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С ЯДРОМ ИЗ БЕТОНА НА НАПРЯГАЮЩЕМ ЦЕМЕНТЕ ПРИ ЦЕНТРАЛЬНОМ СЖАТИИ <i>Бондаренко В.М.</i>	121
РАБОТА СЖАТЫХ СТЕРЖНЕЙ СИСТЕМЫ «Фр1ТУ» В ПРЕДЕЛАХ И ЗА ПРЕДЕЛАМИ УПРУГИХ ДЕФОРМАЦИЙ <i>Люстибер В.В.</i>	126
КОНТРОЛЬ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ КОНСТРУКЦИЙ БОЛЬШЕПРОЛЕТНОГО СООРУЖЕНИЯ ЛЕТНЕГО АМФИТЕАТРА В Г. ВИТЕБСКЕ ПУТЕМ ИЗМЕРЕНИЯ ИХ ДИНАМИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК <i>Мигель А.В.</i>	133
МЕТОДИКА РАСЧЕТА БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫХ КОМБИНИРОВАННЫХ СТРУКТУРНЫХ ПОКРЫТИЙ С ПОДАТЛИВЫМИ УГЛОВЫМИ СОЕДИНЕНИЯМИ <i>Шурин А.Б.</i>	140
МЕТОДИКА ОПТИМАЛЬНОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ КАРКАСОВ С ПЛОСКИМИ ПЕРЕКРЫТИЯМИ <i>Матчан В.А., Давыдюк А.И.</i>	145
К ВОПРОСУ ОБ УЧЁТЕ УПРУГОПЛАСТИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ПРИ РАСЧЁТЕ НАПРЯЖЕНИЙ В БЕТОННЫХ МОНОЛИТНЫХ ПЛИТАХ ПОКРЫТИЙ, НАХОДЯЩИХСЯ ВО ВЗАИМОДЕЙСТВИИ С ОСНОВАНИЕМ <i>Желткович А.Е.</i>	149

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА И ТЕОРИЯ СООРУЖЕНИЙ

МЕТОД СТЕРЖНЕВОЙ АППРОКСИМАЦИИ: РАСЧЕТНАЯ СХЕМА, НЕЛИНЕЙНЫЙ РАСЧЕТ <i>Борисевич А. А.</i>	159
НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ, УСТОЙЧИВОСТЬ И КОЛЕБАНИЯ ФИЗИЧЕСКИ НЕЛИНЕЙНЫХ КОНСТРУКЦИЙ <i>Сидорович Е. М.</i>	163
РЕЗУЛЬТАТЫ ТЕОРЕТИЧЕСКИХ РАСЧЕТОВ МОСТА ЧЕРЕЗ РЕКУ ЗАПАДНАЯ ДВИНА НА ЮГО-ЗАПАДНОМ ОБХОДЕ Г. ВИТЕБСКА НА СТАДИИ МОНТАЖА ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ <i>Босаков С. В., Караткевич С. Г., Федоров А. Г.</i>	167
НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ТРЕХСЛОЙНЫХ ПЛАСТИН С УЧЕТОМ НЕЛИНЕЙНЫХ СВОЙСТВ МАТЕРИАЛОВ <i>Ярвая А. В.</i>	173
БОЛЬШИЕ ПРОГИБЫ ТОНКИХ ПЛИТ <i>Тур В. В., Тарасевич А. Н.</i>	178
ПЛОСКАЯ ЗАДАЧА РАСЧЕТА БАЛОК И ПЛИТ НА УПРУГОМ ОСНОВАНИИ С УЧЕТОМ ФИЗИЧЕСКОЙ НЕЛИНЕЙНОСТИ ОСНОВАНИЯ <i>Козунова О. В.</i>	182
ПРОДОЛЬНЫЙ УДАР ПО СТЕРЖНЮ ИЗ РЕОНОМНОГО МАТЕРИАЛА <i>Холодарь Б. Г.</i>	191
НЕЛИНЕЙНЫЕ КОЛЕБАНИЯ БАЛОК ОТНОСИТЕЛЬНО ПОЛОЖЕНИЯ СТАТИЧЕСКОГО РАВНОВЕСИЯ <i>Щетько Н. С.</i>	196
ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ УСТОЙЧИВОСТИ СТЕРЖНЕЙ ПЕРЕМЕННОЙ ЖЁСТКОСТИ <i>Баранчик А. В., Баешко С. И.</i>	200
ОБ УСТОЙЧИВОСТИ ТОНКИХ ПОДКРЕПЛЁННЫХ ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ ПОКРЫТИЙ ПРИ ВНЕШНЕМ ДАВЛЕНИИ <i>Игнатов А. Ю., Игнатьев В. И.</i>	204
ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВЕРОЯТНОСТИ НЕ РАЗРУШЕНИЯ СТАТИЧЕСКИ НЕОПРЕДЕЛИМОЙ СИСТЕМЫ <i>Моргуи Т. И., Трепачко В. М.</i>	209
ОЦЕНКА ВЕРОЯТНОСТИ НЕ РАЗРУШЕНИЯ СТАТИЧЕСКИ ОПРЕДЕЛИМОЙ ФЕРМЫ <i>Завадский А. С., Трепачко В. М.</i>	213

ПРОБЛЕМЫ СОВРЕМЕННОЙ АРХИТЕКТУРЫ И ГРАДОСТРОИТЕЛЬСТВА. ЭНЕРГОСБЕРЕЖЕНИЕ В СТРОИТЕЛЬНОЙ ОТРАСЛИ

ИССЛЕДОВАНИЕ СИСТЕМ ПЛАНИРОВОЧНЫХ РЕШЕНИЙ В НАРОДНОЙ АРХИТЕКТУРЕ ЗАПАДНОГО ПОЛЕСЬЯ <i>Сергачев С. А.</i>	217
ПРИМЕНЕНИЕ СОВРЕМЕННЫХ АРХИТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ МАНСАРДНЫХ КРЫШ ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ <i>Захаркина Г. И.</i>	221
ВОЗМОЖНОСТИ ПРИМЕНЕНИЯ ДЕРЕВЯННЫХ СЕГМЕНТНЫХ ФЕРМ В НАДСТРОЙКАХ ГРАЖДАНСКИХ ЗДАНИЙ <i>Платонова Р. М., Давидович А. С., Платонова М. А.</i>	226

PLANUNG UND AUSFÜHRUNG VON GRÜNDUNG UND BRUNNENANLAGE FÜR DEN NEUBAU DER GEBHARD-MÜLLER-SCHULE IN BIBERACH <i>Professor Dipl.-Ing. Rolf Schrodi</i>	230
DIE EU-WASSERRAHMENRICHTLINIE (WRRL) FORDERUNGEN HINSICHTLICH DURCHGÄNGIGKEIT VON FLIEBGEWÄSSERN – <i>Prof. Dr.-Ing. Anton Nuding</i>	233
URBANE STRATEGIEN STÄDTEBAULICHE ORDNUNG UND INTERESSENSVIELFALT <i>Dipl.-Ing. MC Ute Margarete Meyer</i>	236
ОПЫТ РАБОТ ПО ГЕОДЕЗИЧЕСКОМУ СОПРОВОЖДЕНИЮ СТРОИТЕЛЬСТВА ЗДАНИЙ ПОВЫШЕННОГО УРОВНЯ ОТВЕТСТВЕННОСТИ <i>Нестеренок М. С.</i>	241
ПРИМЕНЕНИЕ БЛОК-МОДУЛЬНОГО МЕТОДА ПРОЕКТИРОВАНИЯ СЕЛЬСКИХ ЖИЛЫХ КОМПЛЕКСОВ В ПРОВИНЦИИ ХЭНАНЬ <i>Фан Джинционг</i>	244
ВАРИАНТЫ ВРЕМЕННЫХ ЗДАНИЙ ДЛЯ ЛИКВИДАЦИИ ПОСЛЕДСТВИЙ СТИХИЙНЫХ БЕДСТВИЙ В УСЛОВИЯХ КИТАЯ <i>Би Синь</i>	249
МЕТОДИЧЕСКИЕ ПОДХОДЫ К ОПРЕДЕЛЕНИЮ ЭФФЕКТИВНОСТИ И ОЦЕНКЕ РЕЗУЛЬТАТОВ РЕОРГАНИЗАЦИИ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ТЕРРИТОРИЙ <i>Яровенко С.М., Селькин Д.М.</i>	253
МЕТОДЫ РЕСТРУКТУРИЗАЦИИ И ДИВЕРСИФИКАЦИИ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ СИСТЕМ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ <i>Варсемашвили Д.Г.</i>	257
К ВОПРОСУ ОПЕРАТИВНОГО ПЛАНИРОВАНИЯ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ <i>Павлючук Ю.Н., Срывкина Л.Г.</i>	261
РЕГУЛИРОВАНИЕ ЗАПАСОВ ПРИ ПРОИЗВОДСТВЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ ИЗДЕЛИЙ НА ПРЕДПРИЯТИЯХ СТРОЙИНДУСТРИИ <i>Куган С.Ф.</i>	265
PRZEGRODY PRZEZROCZYSTE - WYMAGANIA CIEPLNE I WARUNKI OSWIETLENIA POMIESZCZEN SWIATŁEM DZIENNYM <i>Ujta Adam</i>	269
ПЕРЕХОД ОТ ТЕРМИЧЕСКОЙ МОДЕРНИЗАЦИИ К ЭНЕРГЕТИЧЕСКОМУ СЕРТИФИЦИРОВАНИЮ ЗДАНИЙ <i>Уйма А.</i>	275
ОСОБЕННОСТИ ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОЙ ОТРАСЛИ В КОНТЕКСТЕ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ИННОВАЦИОННОГО ПОТЕНЦИАЛА <i>Димченко О.В.</i>	279
ЭФФЕКТЫ АУДИТИНГОВОГО АНАЛИЗА ЖИЛЫХ ЗДАНИЙ <i>Уйма А., Лис А.</i>	283
ОБОСНОВАНИЕ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ И КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ ПО ВОССТАНОВЛЕНИЮ ЭКСПЛУАТАЦИОННЫХ КАЧЕСТВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН <i>Опанасюк И.Л., Данилов С.В.</i>	287
СВЕДЕНИЯ ОБ АВТОРАХ	292

Научное издание

**ПЕРСПЕКТИВЫ РАЗВИТИЯ НОВЫХ
ТЕХНОЛОГИЙ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ И
ПОДГОТОВКЕ ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ
РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ**

**Сборник трудов
XVI международного научно-методического семинара
28–30 мая 2009 года**

Часть I

Текст печатается в авторской редакции

Ответственный за выпуск: *Игнатюк В.И.*

Редактор: *Строкач Т. В.*

Компьютерная вёрстка: *Боровикова Е. А.*

Дизайн обложки: *Ющенко Г.Л.*

Корректор: *Никитчик Е. В.*

Лицензия № 02330/0549435 от 8.04.2009.

Подписано к печати 17.05.2009 г.

Бумага «Снегурочка». Формат 60x84 ¹/₁₆.

Гарнитура Times New Roman. Усл. п. л. 17,4.

Уч. изд. л. 18,75. Тираж 150 экз. Заказ № 508.

Отпечатано на ризографе учреждения образования

«Брестский государственный технический университет».

224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

ISBN 978-985-493-117-3



9 78 985 493 117 3