

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

Учреждение образования
«Брестский государственный технический университет»
Строительный факультет

ПЕРСПЕКТИВНЫЕ НАПРАВЛЕНИЯ ИННОВАЦИОННОГО РАЗВИТИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА И ПОДГОТОВКИ ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ

Сборник научных статей
XIX Международного научно-методического семинара

23-25 октября 2014 года

Часть II

Брест 2014

УДК 69.05:378.2(08)

ББК38

П27

Рецензенты: доктор технических наук, директор филиала Института РУП БелНИИС – научно-исследовательский центр **Найчук А.Я.**, кандидат технических наук, профессор, заведующий кафедрой «Архитектурно-строительное проектирование» Ульяновского государственного технического университета **Тур В.И.**

Редколлегия: *Председатель* – **Семенюк С.М.**, кандидат технических наук, доцент, декан строительного факультета, **Боровикова Е.А.**, начальник редакционно-издательского отдела, **Шалобыта Н.Н.**, кандидат технических наук, доцент, заведующий кафедрой «Строительные конструкции», **Жданов Д.А.**, магистр технических наук, ассистент кафедры «Строительные конструкции», **Лещук Е.В.**, магистр технических наук, ассистент кафедры «Строительные конструкции», **Романюк И.Н.**, инженер-программист редакционно-издательского отдела

П27 **Перспективные направления инновационного развития строительства и подготовки инженерных кадров:** сборник научных статей XIX Международного научно-методического семинара; Брест, 23-25 октября 2014 года / БрГТУ; редкол.: С.М. Семенюк [и др.]. – Брест: БрГТУ, 2014. – Ч. 2 – 290 с.

ISBN 978-985-493-310-8 (ч. II)

ISBN 978-985-493-308-5

Представлены статьи ведущих ученых Беларуси, России, Украины, Польши и др., отражающие перспективные направления инновационного развития в области проектирования строительных конструкций; производства строительных материалов; строительного материаловедения; геотехнических аспектов. Ряд публикаций посвящен проблемам подготовки инженерных кадров в строительной отрасли, особенностям преподавания дисциплин с учетом внедрения европейских норм проектирования. Адресовано интересующимся данными проблемами.

УДК 69.05:378.2(08)

ББК38

ISBN 978-985-493-310-8 (ч. II)

ISBN 978-985-493-308-5

Издательство БрГТУ, 2014

СТРОИТЕЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ И ИЗДЕЛИЯ. ИННОВАЦИОННЫЕ ТЕХНОЛОГИИ СТРОИТЕЛЬНОГО ПРОИЗВОДСТВА

УДК 666.972

Бондарович А. И., Батяновский Э.И.

МЕТОДИКА УСКОРЕННОЙ ОЦЕНКИ МОРОЗОСТОЙКОСТИ ВИБРОПРЕССОВАННОГО БЕТОНА В ИЗДЕЛИЯХ

Для оценки морозостойкости бетона (кроме стандартных базовых и ускоренных экспериментальных методов ее определения) существует ряд предложений в виде математических зависимостей для теоретического расчета ее значений. Согласно этим методикам, используя данные о составе бетона, характеристиках цемента и вероятной степени его гидратации, условиях твердения и других, можно с различной степенью достоверности определить ожидаемое значение исходной морозостойкости бетона перед началом эксплуатации.

Наиболее значимыми из предложений для теоретического расчета морозостойкости бетона и ускоренного определения ее значений являются: методика Г.И. Горчакова [1]; более сложное по математическим зависимостям и методике предложение, составившее основу структурно-механического метода ускоренного (ГОСТ 10060.4-95) определения морозостойкости бетона (проверка этого метода, выполненная в БНТУ в сравнительных испытаниях с ГОСТ 10060.0...2-95, показала серьезный уровень расхождения данных, достигавшего в некоторых случаях величины в 2 раза); в РУП БелНИИС под руководством проф. Н.П. Блещика [2] разработан и совершенствуется метод, сочетающий аналитический расчет (включает более 20 формул) и измерение деформаций в период оттаивания предварительно замороженного образца бетона (по существу этот метод (с рядом изменений) основывается на результатах работ Горчакова Г.И. и его научной школы, выполненных в 50...60-х годах прошлого века, на базе которых в ГОСТ 10060.3-95 зафиксирована методика дилатометрического метода ускоренного определения морозостойкости с помощью специального устройства – дилатометра, при одноразовом замораживании образца бетона и фиксации его деформаций в этот период); предложенная в последние годы и обоснованная в работах В.В. Бабицкого [3] методика и математическая зависимость, отражающая взаимосвязь морозостойкости с составом бетона, качеством цемента, степенью его гидратации (с учетом условий твердения) и с рядом других факторов, для оценки морозостойкости бетона на стадии изготовления изделий (конструкций), а также ряд других предложений [4,5, и др.].

Как следует из изложенного, эти предложения (включая стандартные определения) либо требуют расширенной информации о материалах для бетона, условиях его формования и твердения и т.д., либо характеризуются значительной продолжительностью испытаний, либо требуют наличия специального оборудования для их проведения.

Предлагаемая методика доступна в осуществлении и реализации по фактическому – «физическому» состоянию порового пространства испытываемого бетона, оце-

ниваемого с поверхности изделий диэлькометрическими влагомерами с планарными датчиками (МГ-4; ВСКМ-12; ВИМС-1,0 и др.), и легко определяемой скорости распространения ультразвука, например, тестером «УК 1401», оснащенного датчиками «точечного» приложения (конусные датчики). Общий период испытаний составляет 4-5 дней, с учетом 96-часового насыщения бетона по ГОСТ 10060.0-95.

ТЕОРЕТИКО-ПРАКТИЧЕСКОЕ ОБОСНОВАНИЕ МЕТОДИКИ

Современные теоретические представления о причинах и механизме морозной деструкции бетона, а также о технологических мероприятиях для повышения его долговечности сформировались на основе исследований, выполненных в 30...60-х годах XX века. Обобщение разнообразных гипотез [1, 6-14], включая основы теории миграции влаги в пористых телах [15, 16], позволяет констатировать, что механизм постепенного разрушения структуры бетона, подвергаемого попеременному замораживанию и оттаиванию в насыщенном водой состоянии, представляет собой комплексное сочетание деструктивных факторов, включая: давление льда при кристаллизации свободной воды; гидродинамические воздействия при ее перемещении (миграции) под влиянием градиента тепла и влагосодержания (термовлагопроводности); гидростатическое давление заземленной в туиковых порах и дефектах структуры жидкости; напряжения, возникающие от разницы температурных деформаций составляющих бетона и цементного камня (т.е. на макро- и микроуровне, в зонах контакта как цементного камня с заполнителями, так и между гидрокристаллическими новообразованиями в цементном камне); усталостные (постепенно увеличивающиеся) дефекты структуры от многократно повторяющихся знакопеременных деформаций; понижение со временем концентрации растворенных в «поровой» жидкости продуктов гидролиза цемента [17], как за счет образования нерастворимых в воде гидрокристаллов (отражение продолжающейся реакции цемента с водой), так и из-за «подсоса» жидкости развивающимися дефектами структуры в период оттаивания образцов, что увеличивает содержание свободной воды в объеме бетона, и др.

В случае использования хлористых солей-антиобледенителей или испытательных солевых растворов действие означенных факторов на бетон дополняется [18-25] следующим. Во-первых, кристаллизационным давлением накопившейся соли, образовавшейся в результате перенасыщения ее раствора в малых по объемам дефектах структуры цементного камня, а также в зонах его контакта с заполнителями в бетоне и в порах (трещинах) зерен заполнителя. При этом механизм образования и увеличения дефектов структуры может проявиться как за счет роста кристаллов соли, так и за счет возникновения трещин при «обжатии» последних прослойками (оболочками) цементного камня при «отрицательных» деформациях в период охлаждения бетона. Возникающие в обоих случаях растягивающие усилия в цементном камне, вызывают появление в нем трещин. Во-вторых, усилением процесса миграции жидкой фазы и ростом влагоемкости бетона. Соответственно под нагрузкой в нем возрастает, в сравнении с водой, проявление "эффекта Ребиндера", т.е. расклинивающего действия тонких пленок жидкости-раствора в устье трещин (дефектов структуры). В-третьих, возникает напряженное состояние на уровне микроструктуры цементного камня из-за локально проявляющегося эффекта от перепада (градиента) температур (эндокринный эффект), сопровождающего процесс «очагового» растворения – кристаллизации соли. Кроме отмеченного, понижение температуры замерзания раствора соли, в сравнении с водой, способствует глубокому проникновению жидкой фа-

зы в дефекты структуры все меньшего сечения, углубляет развитие процесса массопереноса соли и усиливает эффект деструкции бетона в целом.

Экспериментальные исследования преследовали цель установления закономерностей изменения свойств бетона: прочности (на сжатие); проницаемости; измененной массы образцов; водо-, соле-, морозостойкости (как в среде – воде, так и в 5 % растворе NaCl), под воздействием циклического замораживания-оттаивания, насыщения в воде или растворе NaCl – высушивания. С учетом того, что продолжительное воздействие этих агрессивных по отношению к бетону факторов должно было в какой-то момент привести к нарушениям его структуры, одновременно отслеживали изменение скорости прохождения ультразвукового импульса (далее – скорость ультразвука) во взаимосвязи с контролируемыми свойствами бетона: прочностью, изменениями массы, водопроницаемостью (водосодержанием). Было выявлено наличие устойчивой взаимосвязи между изменениями в величине прочности бетона в процессе циклических испытаний на водо-, соле- и морозостойкость (как в среде – воде, так и в 5 % растворе NaCl) и скоростью ультразвука, как при "сквозном", так и при ее определении прозвучиванием с поверхности. При этом данная взаимосвязь: "скорость ультразвука – прочность", сохранялась как в начальный период времени испытаний, характеризовавшийся ростом прочности образцов бетона, так и в дальнейшем, т.е. в период сохранения ее на некотором, примерно постоянном уровне, и при последующем снижении, отражающем процесс начала и развития деструкции бетона. Существенной особенностью взаимосвязи скорости ультразвука (V_{y3}) и прочности бетона явилось то, что скорость ультразвука начинает снижаться раньше и значительно (в относительных и абсолютных величинах), чем это происходит с прочностью бетона. То есть, структурные изменения в бетоне под влиянием циклических воздействий при испытаниях или эксплуатации фиксируются с помощью ультразвука раньше, чем они приводят к снижению его прочности. Это явилось основанием для разработки предлагаемой методики.

ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ МЕТОДИКИ

Методика включает этапы подготовки образцов (изделий) бетона, определение влажности бетона, определение скорости ультразвука, оценку показателя морозостойкости бетона.

Подготовка образцов (изделий) включает:

- установление вида бетона (мелкозернистый или с крупным заполнителем);
- насыщение бетона в 5%-м растворе NaCl (или в воде) по ГОСТ 10060.0-95.

Определение влажности бетона осуществляют с помощью дизькометрических влагомеров с планарными датчиками для контроля влажности с поверхности (прилегающего к ней слоя бетона), базирующихся на дизькометрическом методе ее измерения (ГОСТ 21718-84).

Скорость ультразвука в бетоне определяют с помощью тестеров ультразвуковых, оснащенных датчиками «точечного» приложения с базой (межосевым расстоянием) в 150 мм, по положениям ГОСТ 17624-87.

Оценку показателя морозостойкости бетона выполняют, используя установленные величины средних значений влажности бетона (W_{mi} , %), полученные по результатам замеров на требуемом по ГОСТ 10060.0-95 количестве образцов, и данные рис. 1 (а; б; в; г, – приведены на примере мелкозернистого бетона). По ним определяют область вероятных значений скорости ультразвука и стадию, к которой относится испытываемый бетон по состоянию его структуры.

Для этого вначале возводят перпендикуляр от значения на горизонтальной оси W_m до пересечения с нижней и верхней границей области вероятных, соответственно, наименьшего и наибольшего значений (обозначенных на рис. 1а и 1б сплошными графическими линиями) скорости ультразвука и определяют эти значения V_{y3} , проецируя точки пересечения на вертикальную ось.

Используя установленную область вероятных значений скорости ультразвука, ограниченную величинами наименьшей (V_{y3}^{min}) и наибольшей (V_{y3}^{max}) его скорости, оценивают, к какой стадии по состоянию структуры относится испытуемый бетон контролируемого участка, а именно: к стадии I по рис. 1а или к стадии II по рис. 1б.

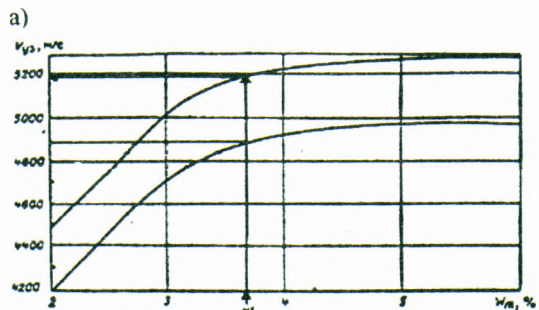
Для этого сравнивают величину среднего значения скорости ультразвука оцениваемого количества образцов (V_{y3i} , м/с) с областью вероятных ее значений в пределах: $V_{y3}^{min} \dots V_{y3}^{max}$, м/с, относящихся к стадиям: I или к II. Затем, используя графики и данные рис. 1в или 1г (в зависимости от установленной стадии, к которой относится бетон по состоянию структуры), и величину среднего значения скорости ультразвука в бетоне образцов V_{y3i} , м/с, определенную по данным замеров, оценивают показатель морозостойкости бетона для испытательной среды 5 % водного раствора NaCl при температуре минус 18°С.

Для этого проецируют точку с вертикальной оси (рис. 1в или рис. 1г), соответствующую величине средней скорости ультразвука в бетоне образцов (V_{y3i}), до пересечения с графической зависимостью. Последующая проекция полученной точки пересечения на горизонтальную ось дает значение примерного количества циклов стандартных испытаний (N_{Fi}), которые может выдержать бетон при их осуществлении.

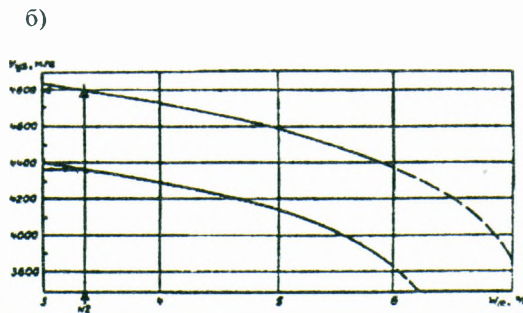
В случае, если скорость ультразвука окажется для мелкозернистого бетона более 5300 м/с, что свидетельствует о его более высокой плотности или о наличии в нем крупного заполнителя, не обнаруживаемого визуально, следует пользоваться зависимостями, установленными для бетона со щебнем (в статье не приводятся).

При разработке изложенной в своих основных положениях методики ускоренной оценки морозостойкости вибропрессованного бетона исходили из экспериментально (и многократно) установленных данных. Из них следует, что обеспеченным сроком эксплуатации тротуарных покрытий, устроенных из вибропрессованных элементов мощения, средняя плотность бетона которых была $\rho_b \geq 2250 \text{ кг/м}^3$ при водопоглощении $W_m \leq 5\%$ для мелкозернистого бетона и $\rho_b \geq 2350 \text{ кг/м}^3$ при $W_m \leq 4,5\%$ для бетона со щебнем и выдержавших стандартизированные испытания на морозостойкость с обеспечением марки «F250» в 5 % растворе NaCl, целесообразно считать период, который оценивается показателем морозостойкости, соответствующим 300 циклам испытаний по 2-му методу контроля. Этот вывод сделан на основании экспериментальных данных, полученных при разработке методики для оценки «остаточной» морозостойкости и долговечности бетона эксплуатируемых дорожных (тротуарных) покрытий, отраженных в публикациях авторов [25,26]. Было установлено, что мелкозернистый бетон образцов (изделий) с указанными ранее качественными характеристиками и после 400 циклов характеризовался прочностью более 30 МПа, а со щебнем гранитным – более 35 МПа, при удовлетворительном качестве поверхности образцов (изделий).

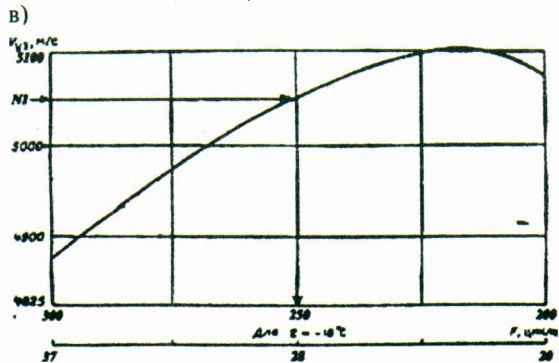
Вывявленные в данных исследованиях закономерности «поведения» бетона при циклических испытаниях на морозостойкость положены в основу предлагаемой методики ускоренной оценки этой его характеристики.



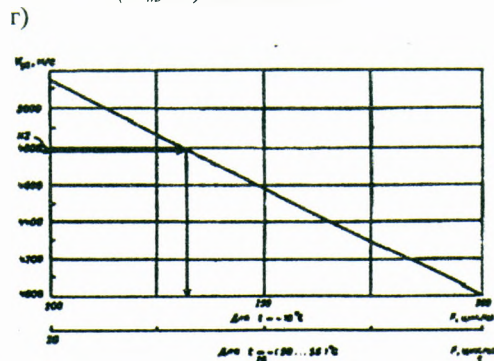
Область вероятных значений скорости ультразвука (V_{uz} , м/с) мелкозернистого бетона средней плотностью $\rho_0 - 2250...2300 \text{ кг/м}^3$ в зависимости от влажности (W_m , %) на стадии I



Область вероятных значений скорости ультразвука (V_{uz} , м/с) мелкозернистого бетона средней плотностью $\rho_0 - 2250...2300 \text{ кг/м}^3$ в зависимости от влажности (W_m , %) на стадии II



Зависимость «скорость ультразвука - морозостойкость» (циклы) для мелкозернистого бетона на стадии I



Зависимость «скорость ультразвука - морозостойкость» (циклы) для мелкозернистого бетона на стадии II

Рисунок 1 – Графические зависимости для оценки морозостойкости бетона (мелкозернистого)

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Предложена методика ускоренного контроля (оценки) морозостойкости тяжелого (мелкозернистого и содержащего крупный заполнитель) бетона для бетонных элементов дорожных (тротуарных) покрытий, позволяющая за 4-5 суток определить эту характеристику бетона.

Принятый для оценки характеристик испытываемого бетона (изделий) инструментальный неразрушающего контроля для определения влажности бетона и скорости ультразвука стандартизирован и доступен, что обеспечивает возможность ее широкого применения.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Горчаков, Г.И. Повышение морозостойкости бетона в конструкциях промышленных и гидротехнических сооружений / Г.И. Горчаков, М.М. Капкин, Б.Г. Скрамтаев. – М.: Стройиздат, 1965. – 195 с.
2. Блещик, Н.П. Основы технологии и методов контроля качества морозостойкости бетонов / Н.П. Блещик, О.В. Лазаренко // Архитектурное строительство. – 2001. – №6. – С. 38-41.
3. Бабицкий, В.В. Структура и коррозионная стойкость бетона и железобетона: Дис. докт. технич. наук: БНТУ. – Минск, 2005. – С. 118-131.
4. Шейкин, А.Е. Цементные бетоны высокой морозостойкости / А.Е. Шейкин, Л.М. Добшиц. – Л.: Стройиздат, 1989. – 128 с.
5. Ковшар, С.Н. Оценка и прогнозирование морозо- и солестойкости тяжелого бетона с учетом изменения конструктивных и деструктивных факторов: дис... канд. техн. наук: 05.23.05 – строительные материалы и изделия. – Мн., 2010. – 175с.
6. Collins, A. The destruction of concrete by frost. – Institute of Civil Engineers, 1944. – P. 5412.
7. Powers, T.A. Working hypothesis for further studies of frost resistance of concrete. – J. Am. Coner. Inst. – 1945. – № 4. - V. 16.
8. Powers, T. Theory of volume changes in hardened portland – Cement paste during freezing / T. Powers, R. Helmuth / Proceedings Hig way Research Board, 1953. - V. 32.
9. Шестоперов, С.В. Цементный бетон в дорожном строительстве / С.В. Шестоперов [и др.]. – М.: Дориздат, 1950. – 132 с.
10. Стольников, В.В. Исследования по гидротехническому бетону. – М.: Л.: Госэнергоиздат. 1953. – 330 с.
11. Дементьев, Г.К. Условие долговечности бетона и железобетона. – Куйбышев: Куйбышевское книгоиздат, 1955. - 120 с.
12. Попов, Н.Д. К вопросу об усталости бетона при многократных циклах чередующихся воздействий окружающей среды: тр. МИСИ им. В.В. Куйбышева / Н.Д. Попов, В.А. Невский. – М., 1957. – Сб. № 15. – С. 73-90.
13. Конопленко, А.И. К вопросу теории морозостойкости бетона: сб. тр. Ростовского инженерно-строит института. – Ростов –на-Дону, 1958. – Вып. XII.
14. Мошанский, Н.А. Повышение стойкости строительных материалов и конструкций, работающих в условиях агрессивных сред. – М.: Госстандарт, 1962. – 235 с.
15. Цытович, Н.А. Основания механики мерзлых грунтов/ Н.А. Цытович, М.И. Сумгин. – М.: Изд. АН СССР, 1937. – 432 с.
16. Лыков, А.В. Тепло- и массообмен в процессах сушки. – М.: – Л.: Госэнергоиздат, 1956. – 464 с.
17. Батяновский, Э.И. Особо плотный бетон сухого формирования. – Мн.: НП ООО «Стринко», 2002. – С. 103-108.
18. Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты / В.М. Москвин, Ф.М. Иванов, С.Н. Алексеев [и др.]. – М.: Стройиздат, 1980. – 536 с.
19. Ахвердов, И.Н. Механизм разрушения пористых материалов при насыщении их солями / И.Н. Ахвердов, И.В. Станишевская / ДАН БССР. – Минск, 1967. – Т. 11, № 4. – С. 320-323.
20. Алексеев, С.Н. Коррозионная стойкость железобетонных конструкций в агрессивной промышленной среде. – М.: Стройиздат, 1976. – 205 с.
21. Иванов, Ф.М. Защита железобетонных транспортных сооружений от коррозии. – М.: Транспорт, 1968. – 175 с.

22. Путан, А.А. Оценка кристаллизационных давлений в пористых средах методом фотоупругости / А.А. Путан, А.А. Барташевич // Методы исследований стойкости строительных материалов и конструкций. – Мн.: Выш. Шк., 1969. – С. 60-69.

23. Гузеев, Е.А. Расчет железобетонных конструкций с учетом кинетики коррозии бетона третьего вида: сб. научн. трудов НИИЖБа / Е.А. Гузеев, Н.В. Савицкий / под общ. ред. С.Н. Алексева. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1988. – С. 16-20.

24. Шалимо, М.А. Защита бетонных и железобетонных конструкций от коррозии. – Мн.: Выш. шк., 1986. – 200 с.

25. Батяновский, Э.И. Морозо- и солестойкость бетона, подверженного механическим нагрузкам / Э.И. Батяновский, А.И. Бондарович // Вестник БНТУ, 2007. – №1. – С. 12-12.

26. Батяновский, Э.И. Оценка эксплуатационной долговечности тяжелого бетона по критерию «остаточной» морозостойкости / Э.И. Батяновский, А.И. Бондарович // Автомобильные дороги и мосты, 2010. – №2(6). – С. 49-59.

УДК 624.04

Борисевич А.А.

К ИСПОЛЬЗОВАНИЮ ГРАДИЕНТНЫХ МЕТОДОВ В ЗАДАЧАХ ОПТИМИЗАЦИИ СТРОИТЕЛЬНЫХ НЕСУЩИХ СИСТЕМ

В предлагаемой методике поиска оптимального проекта считаются известными функциональные выражения усилий в расчетных сечениях в зависимости от геометрических характеристик сечений элементов конструкции. Для определения их используются общие уравнения строительной механики и современные системы компьютерной математики, позволяющие проводить вычисления в символьном виде.

Геометрические характеристики сечений (площадь сечения – A , момент сопротивления – W , момент инерции J) элементов, которые можно включать в проект оптимизируемой системы, считаем известными. В частном случае, если предполагается использовать сортаментные профили, то необходимо знать возможные номера профилей и соответствующие им геометрические характеристики.

Поскольку в процессе оптимизации поисковая точка, как правило, оказывается не совпадающей с точкой, соответствующей номеру сортаментного (стандартного) профиля, то следует получить аппроксимирующие функции для геометрических характеристик сечений (например, полиномы), которые, естественно, должны как можно точнее соответствовать принимаемому ряду используемых в проекте профилей. Степень полинома должна приниматься на единицу меньшей числа возможного набора сортаментных профилей, включаемых в аппроксимирующую функцию. Это позволит установить для любой точки (из возможного интервала изменения переменных проектирования) взаимосвязь между используемыми в расчете характеристиками сечений.

В реальной практической ситуации получить в символьном виде выражение для определения усилия не всегда возможно. Современные компьютерные программы не позволяют выполнить такие операции для систем с большим числом переменных. Возможны различные приближенные способы решения этой задачи. Назовем один из них. В окрестности исследуемого сечения необходимо выделить фрагмент расчетной схемы объекта и с помощью общих уравнений механики получить выражение для усилия в зависимости от жесткостей стержней, включенных в этот фрагмент, и нагрузки, соответствующей заданной. Эти выражения используются в дальнейших вычислениях только для определения на-

правления движения поисковых точек, контроль же результатов (напряжений, перемещений и др.) на каждом шаге расчета проводится с помощью исходной расчетной схемы объекта.

Используя функциональную зависимость для усилия (например, изгибающего момента M) в расчетном сечении можно вычислить градиент функции (в частности градиент M или нормального напряжения σ) в этом сечении. Это даст возможность построить в начальной точке прямую (плоскость, гиперплоскость), перпендикулярную градиенту, которую можно рассматривать как линеаризованное в этой точке выражение для M или σ . Смещенная параллельно относительно начального положения на заданное расстояние, эта прямая может в дальнейшем рассматриваться как одно из возможных ограничений в задаче оптимизации.

Замечание. Компоненты градиента усилия могут быть найдены и численно [1], однако в этом случае увеличивается продолжительность вычислений.

В общей записи ограничения на прочность элементов по нормальным сечениям имеют вид: $\varphi = R - \sigma \geq 0$, где R – расчетное сопротивление материала; σ – напряжение в сечении с известными характеристиками от заданной нагрузки.

Скорость изменения φ в зависимости от площади сечения равна $\frac{\partial \varphi_i}{\partial A_k} = - \frac{\partial \sigma_i}{\partial A_k}$.

Индекс i соответствует номеру сечения, индекс k – номеру площади сечения.

Определяя скорость изменения φ в сечении изгибаемого элемента, получим

$$\frac{\partial \varphi_i}{\partial A_k} = - \frac{\partial M_i(A)}{\partial A_k} \cdot \frac{1}{m \cdot W_k}$$

Коэффициенты m , учитывающие различные особенности работы конструкции, являются константами. В дальнейшем принимаем их равными единице (они принципиально не влияют на алгоритм расчета).

Выражение справа от знака равенства – это не что иное, как коэффициент чувствительности функции φ_i к изменению площади сечения A_k .

Для элементов, испытывающих растяжение-сжатие

$$\frac{\partial \varphi_i}{\partial A_k} = - \frac{\partial N_i(A)}{\partial A_k}$$

Выражения вида $\frac{\partial \varphi_i}{\partial A_k} \cdot \Delta A_k \leq \gamma(R - \sigma)$ представляют ограничения на изменение (вариацию) площади сечения элемента конструкции. С геометрической точки зрения эти выражения при замене знака \leq на знак $=$ представляют прямые линии в двумерном пространстве.

Можно получить и другой вид ограничений, позволяющий установить взаимосвязь между переменными ΔA_k .

Градиент функции φ_i в исследуемом сечении имеет компоненты $\frac{\partial \varphi_i}{\partial A_1}, \frac{\partial \varphi_i}{\partial A_2}, \dots, \frac{\partial \varphi_i}{\partial A_k}, \dots$. При известных значениях геометрических характеристик сечений (точка с координатами A_1, A_2, A_3, \dots) выполним один шаг статического расчета конструкции (системы) и вычислим $\text{grad } \varphi_i$ (другое обозначение $\nabla \varphi_i$). Уравнение нормали к градиенту в этой точке будет, как отмечено ранее, представлять собой линеаризованное в ограниченной окрестности ($\Delta A_k^* \leq \Delta A_k \leq \Delta A_k^*$) выражение для усилия в сечении i . Получив соответствующее уравнение прямой, плоскости или гиперплоскости, связывающее переменные A_k , можно, при

изменении координат исходной точки на $\overline{\Delta A}$, записать ограничение на изменение переменных проектирования.

Формируя область допустимых решений (ОДР), следует координаты начальной точки принять значительно увеличенными.

Возможны различные способы поиска оптимального проекта. Во всех случаях вычислительный процесс является итерационным.

Поисковая точка вначале находится внутри ОДР, т.е. заведомо удовлетворяет ограничениям задачи. Организовать движение ее к границе ОДР можно с помощью матрицы, проектирующей вектор антиградиента целевой функции на плоскость, задаваемую ограничением, вдоль нормального к ограничению вектора a . Матрица вычисляется по выражению: $P \cdot L = a \cdot (a^T \cdot a)^{-1} \cdot a^T$, где a – нормаль к прямой ограничения, $(a^T \cdot a)$ – скаляр.

Приемлемым является такой способ, основанный на смещении поисковой точки по направлению касательной при неизменном значении градиента. С точки зрения геометрии это указывает на необходимость замены прямой, соответствующей направлению градиента и проходящей через начальную точку, на параллельную ей (принимая значение градиента в новой точке равным предыдущему), причем такую, чтобы новые координаты незначительно отличались от предыдущих.

Полезно иметь в виду и следующий вариант решения. Продвижение поисковой точки по направлению антиградиента ведет к уменьшению целевой функции. Принимая конкретное (уменьшенное) значение целевой функции, получим возможность записать систему уравнений (одно из них будет соответствовать уравнению целевой функции для принятого значения, а второе – прямой, параллельной градиенту), решение которой позволит найти новые значения переменных проектирования.

В случае формулировки задачи в виде задачи линейного программирования необходимо получить выражение для приращения усилий в расчетном сечении и записать ограничение на приращение напряжений в сечениях при переходе к новой точке. Определив напряжения в расчетных сечениях, следует, имея в виду двухэтапное решение задачи на каждом шаге оптимизации (этап статического расчета плюс этап оптимизации), принять полученные значения ПП за исходные и продолжить вычисления.

Исследования проведены на примере расчетной схемы перекрестных балок (рис. 1).

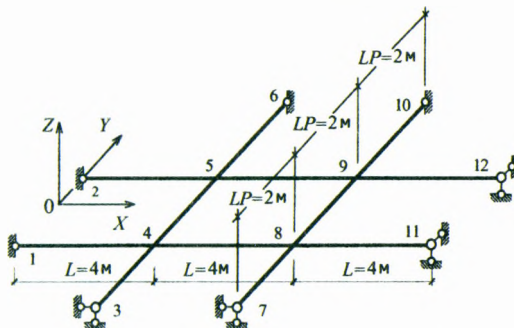


Рисунок 1

Ограничения на напряжения и перемещения, по смыслу задачи, противоречивы. В первом случае требуется уменьшать площади сечений, во втором – увеличивать. Математическая модель задачи оптимизации на каждом шаге расчета формулируется в зависимости от степени активности этих ограничений

Доводка решения в ϵ – оптимальную окрестность может быть выполнена с помощью различных способов и возможных дополнительных ограничений на напряжения.

Все названные способы поиска оптимального проекта приводят, в конечном итоге, к локальному оптимуму. Практическое решение задачи о поиске глобального оптимума сводится к использованию различных начальных точек.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Борисевич, А.А. Некоторые вопросы определения напряженно-деформированного состояния проектируемых объектов и формирования ограничений в задачах оптимизации / А.А. Борисевич // Строительная наука и техника. – 2012. – №. 2(41). – С. 44-48.

УДК 747

Боровкова А.А.

СОВРЕМЕННЫЕ ТЕНДЕНЦИИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОБЩЕЖИТИЙ ДЛЯ СТУДЕНТОВ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ. ЖИЛИЩНЫЙ ВОПРОС

Целью настоящей работы является изучение тенденций проектирования жилья для молодежи, в данном случае – студентов. Рассматриваются вопросы как о количестве жилых единиц общежитий, путем изучения статистики по РБ, так и о качестве студенческих общежитий.

Современные политические процессы, происходящие в Республике Беларусь, выявляют остроту жилищной проблемы. На первый план сегодня выносятся задачи создания доступного социального жилья, в том числе жилья для студентов.

В настоящее время в нашем государстве принят целый ряд документов, подтверждающих, что молодежная политика белорусского государства признается важнейшим направлением его деятельности, важнейшей частью концепции демографического развития Республики, важнейшим направлением социальной политики, действует программа «Молодежь Беларуси» [1], осуществляется дальнейшее развитие различных форм стимулирования и государственной поддержки строительства жилья для молодежи и молодых семей (представление субсидий, долгосрочных кредитов, целевых займов, привлечение внебюджетных источников финансирования). Вместе с тем, следует отметить, что сложная экономическая ситуация в стране не позволяет в одночасье в полной мере решить жилищную проблему молодежи.

Проанализируем ситуацию, сложившуюся на 2014 год, поступления абитуриентов в высшие учебные заведения Республики Беларусь (табл. 1) [2].

По состоянию на начало 2013/2014 учебного года на 10 000 человек населения республики приходится 418 обучающихся студентов учреждения высшего образования, что на 35 человек меньше, чем в предыдущем году. Причиной снижения данного показателя является снижение на 32 617 человек общей численности обучающихся (студентов, курсантов, слушателей) учреждений высшего образования по сравнению с предыдущим годом.

Таблица 1 – Число учреждений высшего образования и численность студентов в них на начало учебного года

	2000/2001		2005/2006		2011/2012		2012/2013	
	Число учреждений, единиц	Численность студентов, тысяч	Число учреждений, единиц	Численность студентов, тысяч	Число учреждений, единиц	Численность студентов, тысяч	Число учреждений, единиц	Численность студентов, Тысяч
Армения	90	61	89	98	68	95
Беларусь	57	282	55	383	55	446	54	429
Молдова	47	79	35	126	34	104	34	103
Россия	965	4741	1068	7065	1080	6490	1046	6074

По состоянию на начало 2013/2014 учебного года в Республике Беларусь насчитывалось 54 учреждения высшего образования, включая Академию управления при Президенте Республики Беларусь. Кроме того, в республике действует 9 учреждений частной формы собственности. Из 45 государственных учреждений высшего образования 31 является университетом, 7 – академиями, 3 – институтами, 4 – высшими колледжами.

Основные количественные характеристики контингента студентов государственных УВО приведены в следующей таблице (табл. 2).

Таблица 2 – Основные количественные характеристики контингента студентов государственных УВО на 2013/2014 учебный год

	Количество УВО	В них студентов (тысяч человек)	В том числе по формам обучения:					
			Дневная		вечерняя		Заочная	
			всего	принято	всего	принято	всего	принято
всего	45	354587	190046	37902	1110	446	163431	25649
В том числе УВО Министерства образования:								
	23	263789	136298	27635	1110	446	126381	18596

Количество студентов учреждений высшего образования Республики Беларусь на 2013-2014 год составило 395831, в том числе 198788 – дневное отделение. Как правило, именно при дневной форме обучения студенты нуждаются в общежитиях, исключение составляют только местные жители, которые проживают в собственных квартирах.

Количество студентов и магистрантов учреждений высшего образования системы Министерства образования, которые проживают в общежитиях, составляет в этом году 81 024 человека или 67,8% от общего количества студентов и магистрантов, которые нуждаются в общежитиях. Обеспеченность иногородних студентов и магистрантов общежитиями по УВО республики составляет 73,3%.

Например, в развитых зарубежных странах, таких как Германия, Франция, Англия, пора студенчества с точки зрения условий проживания рассматривается, как полноценный жизненный период (в среднем обучение длится семь лет), соответственно и жилье должно быть «полноценным». Например, не общая жилая ячейка на несколько человек с удобствами на этаже, а полноценная маленькая квартира. При этом широко распространены мобильные жилые квартиры, легко изменяемые и адаптируемые к различным жизненным поворотам [3].

Рассмотрим студенческие общежития на примере Франции.

Франция – одна из родоначальников жилья для студентов. На современном этапе разработано многовариантное строительство общежитий. Известные проектировщики социального жилья, архитектурное бюро OFIS ARCHITECTE, выиграли конкурс на концепцию студенческого общежития в Париже. Целью проекта является энергоэффективность зданий.

Комплекс состоит из двух прямоугольных блоков. Первый блок размером 30x11м, а второй 65x11м. В целом здание поднимется в высоту на 29,2 метра. Особое внимание уделено студентам с ограниченными возможностями, для инвалидов выделены студии для проживания на первом и в цокольном этаже. Общее же количество квартир-студий в комплексе составляет 192 жилых единицы. Стилистический прием - расчленение фасада на фрагменты под разными углами в виде балконов и лоджий с выносом за основную плоскость. Фасады гармонируют с окружающей средой и подчеркивают экологичность проекта с применением бамбука в отделке фасада (рисунки 1-2) [4].

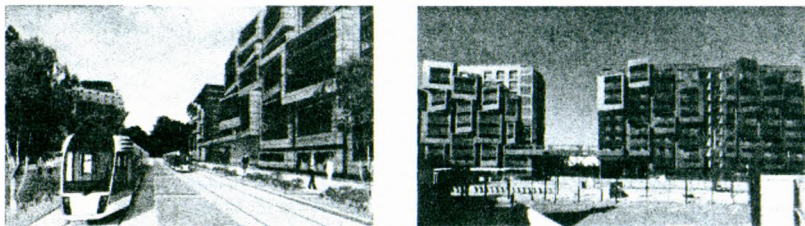


Рисунок 1 – Проект общежития и реальное фото. Франция

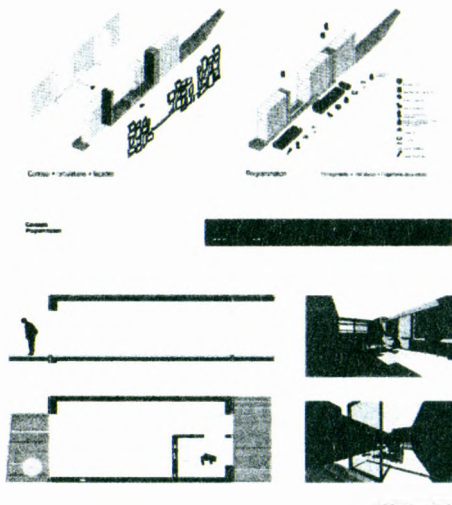


Рисунок 2 – Жилой интерьер. Проект общежития. Франция

Вопрос жилья для молодых людей в Республике Беларусь стоит остро. Примерно 32,2% студентов вынуждены снимать жилье. Но, несмотря на тот факт, что 67,8% им обеспечены, трудно отнести его к качественному и полноценному жилью. Жилье для молодежи должно быть не только доступно.

Полноценные условия жизнедеятельности могут быть созданы только в специализированном жилище, т.е. жилых зданиях (общежития), предназначенных для заселения студентов и отвечающих их потребностям, с учетом всех аспектов жизнедеятельности.

К 2015 году в студенческой деревне планируется создать дополнительно 8740 мест для проживания студентов. За последние три года в рамках проекта введены в строй общежития для Белгосуниверситета, Белорусского государственного педагогического университета им. Максима Танка, Белорусского государственного медицинского университета, Минского государственного лингвистического университета, Белорусского государственного университета информатики и радиоэлектроники, рассчитанные на 5 тысяч мест (рисунки 3-5) [5].



Рисунок 3 – Общий вид общежития. Минск



Рисунок 4 – Интерьер жилой комнаты. Минск



Рисунок 5 – Интерьер кухни, расположенной внутри блока. Минск

Несмотря на тот факт, что строительство общежитий возобновлено, в целом, проблему расселения студентов по нашей стране это не решает. Ежегодно в учебные заведения поступают абитуриенты, как следствие растет потребность в обеспечении их жильем. Становится очевидной нехватка студенческого жилья, которое либо частично отдано в аренду под другие функции, либо находится в аварийном состоянии.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. О внесении изменений и дополнений в постановление Совета Министров Республики Беларусь от 15 сентября 1999 г. № 1437: постановление Совета Министров Республики Беларусь от 14.12.2005 № 1441. – [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.levonevski.net/pravo/norm2013/num34/d34941.html>.
2. Белорусское образование в контексте международных показателей. – Мн.: Аналитическое издание Министерство образования Республики Беларусь, 2013. – 68 с.
3. Кропотова, О.В. Современные тенденции формирования архитектурной жилой студенческой среды: [Электронный ресурс]. – Режим доступа: http://book.uraic.ru/project/conf/txt/005/archvuz14_pril/47/template_articlear=K41-60-k63.htm.
4. Студенческое общежитие в Париже от OFIS Arhitekti – [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://hqroom.ru/studencheskoe-obschezhitie-v-parizhe-ot-ofis-arhitekti.html>
5. Градоюшко, Н. Минобразования: к 2015 году вопрос жилья для иногородних студентов в Минске будет решен. – [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://realt.onliner.by/2013/02/27/stud-16/>

УДК 624.011/.014

Васильев А.А.

ПОВЫШЕНИЕ КАЧЕСТВА ОЦЕНКИ ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ И КОНСТРУЦИЙ

Целью настоящей работы являлась разработка критериев оценки технического состояния железобетонных элементов (ЖБЭ) и конструкций (ЖБК), эксплуатируемых в различных воздушных средах, на основе исследования изменения во времени карбонизации бетона и ее влияния на образование и развитие коррозионных процессов в стальной арматуре.

В основу исследований положено использование методов рН- и карбометрии, поскольку показатель рН (водородный показатель поровой влаги цементного камня) является основной количественной характеристикой перерождения цементного камня в карбонаты под воздействием внешней среды и является универсальной характеристикой состояния бетона и его защитных свойств по отношению к арматуре, а показатель КС (карбонатная составляющая) характеризует процентное содержание карбонатов в бетоне и позволяет оценить их влияние на изменение показателя рН.

Объекты и методы исследования. Объектами исследования служили ЖБЭ различных типов (колонны, балки, прогоны), эксплуатировавшиеся длительные сроки в различных воздушных средах.

Для анализа отбирались образцы бетона в зоне расположения стальной арматуры.

Показатели рН и КС определялись по методикам [1]. Статистическую обработку экспериментальных данных производили при помощи табличного процессора «Excel» и пакета статистического анализа данных «Statgraphics» [2].

Результаты исследований

Оценка коррозионного состояния стальной арматуры. Для объективной оценки технического состояния ЖБЭ (ЖБК) одним из основных критериев является правильное определение коррозионных повреждений стальной арматуры.

В результате обследования многочисленных ЖБЭ, эксплуатировавшихся длительные сроки, при оценке состояния стальной арматуры были выявлены различные степени ее коррозионных повреждений, как по площади, так и по сечению.

Для оценки состояния стальной арматуры, выявляемой после вскрытия защитного слоя бетона, предложена балльная система, приведенная в таблице 1.

Таблица 1 – Оценка состояния стальной арматуры ЖБЭ (ЖБК)

Степень коррозии стальной арматуры (балл)	Коррозионные характеристики стальной арматуры
0	Чистая поверхность
I	Сплошная коррозия до 50 % поверхности стержня
II	То же более 50 %
III	Пластинчатая коррозия малой степени интенсивности (уменьшение площади сечения на величину до 25 %)
IV	То же средней степени интенсивности (уменьшение площади сечения на величину 25 – 50 %)
V	То же высокой степени интенсивности (уменьшение площади сечения стержня на величину более 50 %)

Примечание: с учетом того, что стальная арматура подвержена различным видам коррозии и в течение длительного срока эксплуатации повреждения поверхностного слоя арматуры под действием язвенной, точечной, коррозии пятнами практически сливаются, вызывая расслаивание металла с поверхности по всему сечению, для оценки состояния стальной арматуры со значительным поражением поверхностного слоя предложено понятие пластинчатой коррозии

Исследование зависимости коррозионного состояния стальной арматуры от состояния защитного слоя бетона. Результаты обследования различных объектов были систематизированы с целью сопоставления коррозионного состояния стальной арматуры с физико-химическими параметрами защитного слоя бетона. Для оценки зависимости коррозионного состояния стальной арматуры от физико-химических показателей бетона защитного слоя исследовали более двухсот проб бетона: определяли показатели pH и КС в зоне расположения арматуры и степень коррозионных повреждений стальной арматуры.

Зависимость коррозионного состояния стальной арматуры от показателя щелочности поровой жидкости бетона. Для определения показателя pH и установления его связи с коррозионными повреждениями стальной арматуры отбирали пробы бетона ЖБЭ, эксплуатировавшихся от 10 до 40 лет в основном в атмосферных условиях и условиях сельскохозяйственных помещений. Исследовали пробы бетона, отобранные в зоне расположения стальной арматуры с показателями щелочности поровой жидкости бетона pH = 12,40 – 8,60.

Результаты исследований сведены в таблицы 2 и 3.

Таблица 2 – Соотношение показателя pH бетона и коррозии стальной арматуры

Величина показателя щелочности поровой жидкости pH	Вид коррозии стальной арматуры	Характеристика коррозии	
		Глубина, мм	Площадь стержня, %
> 11,80	Коррозии не выявлено	–	–
11,80 – 11,60	Начало поверхностной коррозии на отдельных участках	До 0,1	До 10
11,60 – 11,30	Поверхностная	До 0,3	До 30
11,30 – 10,90	— —	До 0,3	До 50
10,90 – 10,50	— —	До 0,5	> 50
10,50 – 10,20	— —	> 0,5	> 50

Таблица 3 – Соотношение показателя pH бетона и коррозии стальной арматуры

Величина показателя щелочности поровой жидкости pH	Вид коррозии стальной арматуры	Характеристика коррозии	
		Уменьшение площади сечения, %	Площадь стержня, %
10,20 – 9,80	Пластинчатая	До 25	до 25
9,80 – 9,50	— —	До 25	25 – 50
9,50 – 9,00	— —	25 – 50	> 50
< 9,00	— —	> 50	> 50

При pH > 11,80 коррозия стальной арматуры практически отсутствовала. Были выявлены следы коррозии отдельных стержней, свидетельствующие о применении арматуры без обработки, после длительного хранения в атмосферных условиях. При pH ≤ 9,00 на отдельных ЖБЭ наблюдалась пластинчатая коррозия различных степеней, вплоть до полного разрушения рабочей и конструкционной арматуры небольших диаметров (Ø ≤ 12 мм).

На основании результатов исследований, для каждой степени коррозии стальной арматуры (в соответствии с таблицами 2 и 3) получили области изменения показателя pH бетона, находящегося в зоне расположения стальной арматуры (таблица 4). Границы областей назначены на основании результатов опытных исследований и общепринятых представлений.

Таблица 4 – Взаимосвязь степени коррозии стальной арматуры с показателем pH

Степень коррозии стальной арматуры	Граничные значения pH
0	> 11,80
I	11,80 – 10,90
II	< 10,90 – 10,20
III	< 10,20 – 9,50
IV	< 9,50 – 9,00
V	< 9,00

По результатам многолетних исследований состояния стальной арматуры в зависимости от показателя pH защитного слоя в зоне расположения арматуры предложено шесть категорий оценки состояния защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре (таблица 5).

Таблица 5 – Категории состояния защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре

Категория состояния защитных свойств бетона	Граничные значения рН	Состояние защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре
0	>11,80	Бетон полностью сохраняет защитные свойства по отношению к стальной арматуре
I	11,80–10,90	Начало деградации бетона
II	<10,90–10,20	Деградация бетона малой степени интенсивности
III	<10,20–9,50	Деградация бетона средней степени интенсивности
IV	<9,50–9,00	Деградация бетона повышенной степени интенсивности
V	<9,00	Полная деградация бетона

Для возможности оценки состояния защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре, изменяемых вследствие карбонизации, необходимо введение такого показателя, который бы учитывал общее состояние защитных свойств бетона (в карбонизированной и некарбонизированной частях). Таким показателем является степень потери защитных свойств бетона при карбонизации (СПЗ_к). СПЗ_к рассчитывается из пропорции, как процентное отношение показателя КС к ПВК (предельной величине карбонизации). Методика определения ПВК приведена в [1].

Поскольку любой класс бетона по прочности можно получить различными составами, для расчета СПЗ_к определяли значения ПВК для различных составов бетона на один класс по прочности, после чего полученные значения ПВК усредняли. Для дальнейших исследований были приняты следующие усредненные значения ПВК: для бетона класса по прочности C¹²_{/15} – 24,0; C¹⁶_{/20} – 25,3; C¹⁸_{/22,5} – 26,5; C²⁰_{/25} – 29,2; C²⁵_{/30} – 30,8; C³⁰_{/37} – 33,2 %.

Ранее, на основании исследования карбонизации по сечению бетонов разных составов и классов по прочности как сразу после изготовления с применением ТВО, так и в процессе длительной эксплуатации, получены модели развития карбонизации бетона для различных условий эксплуатации. В соответствии с ними, для бетонов классов по прочности C¹⁶_{/20} – C²⁵_{/30} сразу после изготовления с применением ТВО в зоне расположения арматуры (приняв среднее значение толщины защитного слоя 20 мм) значения начальной карбонизации составляют КС₀ = 3,1...4,3 %. Пересчитав их в соответствии с приведенной выше методикой, получаем, что сразу после изготовления бетона в заводских условиях степень потери его защитных свойств составляет СПЗ_к = 12,3...14,0 %.

В связи с тем, что для различных классов бетона по прочности начальный период эксплуатации, когда при постоянном развитии карбонизации значения показателя рН в зоне расположения арматуры остаются постоянными либо снижаются незначительно, в соответствии с [1] составляет 2–10 лет, принимаем значение срока эксплуатации 2 года, после которого гарантированно начнется изменение показателя рН в зоне расположения стальной арматуры. Взяв за основные условия эксплуатации – атмосферные, область обычной карбонизации, в соответствии с полученными моделями карбонизации определяем, что через 2 года эксплуатации для бетонов классов по прочности C¹⁶_{/20} – C²⁵_{/30} показатель СПЗ_к будет равен 18,0...20,0 %.

Для установления взаимосвязи показателей рН и СПЗ_к принимаем, с некоторым (начальным) запасом, за верхнее граничное усредненное значение для различных классов бетона по прочности СПЗ_к = 22 % (соответствующее граничному значению рН = 12,30) для начальной карбонизации, обеспечивающее сохранение бетоном своих защитных свойств по отношению к стальной арматуре длительный промежуток времени (зависящий в первую очередь от условий эксплуатации), и за нижнее граничное значение СПЗ_к = 80 % (соответствующее граничному значению рН = 9,00, с учетом того, данное значение общепринято [1] для полной карбонизации бетона), а за 15 лет исследования карбонизации для атмосферных условий эксплуатации минимальные значения щелочности поровой жидкости в зоне расположения арматуры составили рН = 7,3...7,5.

Степень потери защитных свойств бетона по критерию «СПЗ_к» определяется значением рН, граничные значения которых были назначены следующим образом: 12,30–11,80; 11,80–10,90; 10,90–10,20; 10,20–9,50; 9,50–9,00. Соответствующим образом все исследуемые объекты были распределены по вышеуказанным классам.

Для решения задачи определения граничных значений «СПЗ_к» x_{ij} , соответствующих различным объектам с учетом вероятностного характера «СПЗ_к» среди возможных критериев выбора граничных значений «СПЗ_к» применили следующий: «объект, для которого СПЗ_к равен граничному значению x_{ij} для двух соседних классов i и j , с одинаковой вероятностью может быть отнесен к каждому из них». Следовательно, если СПЗ_к объекта больше граничного значения x_{ij} между классами i и j , то с большей вероятностью он может быть отнесен к классу $j = i+1$.

Для формального отыскания граничных значений x_{ij} решили графическое уравнение:

$$\bar{F}_i(x_{ij}) = 1 - \bar{F}_j(x_{ij}), \quad (1)$$

где $\bar{F}_i(x)$ – эмпирическая функция распределения значений «СПЗ_к» объектов i -го класса; x_{ij} – граничное значение «СПЗ_к» между объектами i -го и j -го классов, $j = i + 1$.

По результатам расчетов с применением пакета статистического анализа данных «Statgraphiks Centurion» были найдены граничные значения x_{ij} : $X_{12} = 30,8$; $X_{23} = 47,0$; $X_{34} = 59,2$; $X_{45} = 71,3$ 8%. Кроме того, в данной программе были найдены межквартильные размахи значений СПЗ_к для объектов каждого класса.

Области значений рН и СПЗ_к с их граничными значениями и их взаимосвязь приведены на рисунке 1.

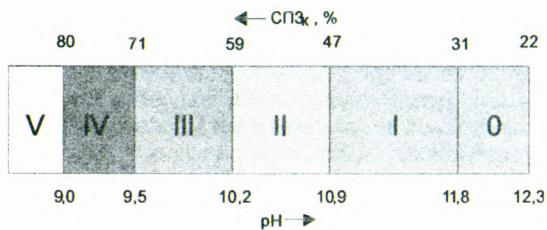


Рисунок 1 – Взаимосвязь параметров рН и СПЗ_к по сечению бетона:
0 – V – степени потери защитных свойств бетона при карбонизации
(категории состояния защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре)

Анализ апробации зависимости параметров pH и СПЗ_к по сечению бетона выполнялся на основании полученных результатов исследования физико-химических показателей бетона колонн, эксплуатировавшихся различные длительные сроки в разных атмосферных условиях. Оценивалась возможность правильной классификации объектов СПЗ_к по экспериментальным значениям. Для этого в графиках исследования показателей КС и pH по сечению бетона (рисунки 3.27–3.36 [3]) определялись для толщин защитного слоя 20 и 25 мм значения показателей pH и КС. После чего значения КС пересчитывались в соответствии с предложенными моделями регрессии (табл.4. 5, 4.6, 4.10, 4.11, 4.14, 4.15 [3]) для аналогичных классов бетона по прочности и условий эксплуатации. Полученные значения СПЗ_к анализировались на предмет попадания в назначенные группы. При этом граничные значения СПЗ_к определялись из соображения, чтобы объект, значение СПЗ_к которого попадает на границу интервала, с равной вероятностью мог быть отнесен к любой из соседних групп.

Результаты апробации данной методики показали правильную классификацию 57 объектов из 80 (т.е. оценка вероятности составила $p=0,715$).

Из них:

- для объектов «с толщиной защитного слоя 20 мм» адекватная классификация была характерна для 30 объектов из 40 ($p=0,750$);
- для объектов «с толщиной защитного слоя 25 мм» правильная (адекватная) классификация была характерна для 27 объектов из 40 ($p=0,675$).

Полученные результаты показали, что назначенные группы СПЗ_к адекватно позволяют классифицировать объекты с вероятностью не менее 0,675.

Критерии оценки технического состояния железобетонных элементов

Результаты обследования различных типов ЖБЭ с использованием методов pH- и карбометрии и оценкой состояния стальной арматуры позволили назначить количественные критерии качественной оценки технического состояния ЖБЭ (ЖБК) по физико-химическим показателям цементно-песчаной фракции бетона pH и КС (СПЗ_к) и степени коррозии стальной арматуры (таблица 6).

Таблица 6 – Критерии оценки технического состояния ЖБЭ (ЖБК)

pH	СПЗ _к , %	Состояние бетона и арматуры. Техническое состояние железобетонного элемента (ТКП 45-1.04-208-2010 (02250))
1	2	3
>11,8	<31	Структурные свойства бетона находятся в уровне свежеприготовленного. Происходит плавное снижение показателя pH, свидетельствующее о последующей нейтрализации бетона и падении его защитных свойств по отношению к стальной арматуре. Показатель pH приближается к границе, после которой бетон полностью нейтрализуется и теряет свои защитные свойства по отношению к стальной арматуре, что вызовет возможность развития ее коррозии в условиях переменной влажности. Бетон сохраняет защитные свойства по отношению к стальной арматуре, стальная арматура – в пассивном состоянии. 0 степень потери бетоном защитных свойств по отношению к стальной арматуре и коррозии стальной арматуры. Состояние бетона, стальной арматуры – хорошее. Техническое состояние ЖБЭ (ЖБК) – хорошее
11,8–10,9	31–47	Начало деградации бетона. Происходит снижение показателя pH ниже граничного значения, свидетельствующее о потере бетоном защитных свойств по отношению к стальной арматуре. I степень потери бетоном защитных свойств по отношению к стальной арматуре и коррозии стальной арматуры. Состояние бетона, стальной арматуры – удовлетворительное. Техническое состояние ЖБЭ (ЖБК) – удовлетворительное

Продолжение таблицы 6

1	2	3
10,9–10,2	Св.47–59	<p>Развитие деградационных процессов в бетоне. Деградация бетона малой степени интенсивности. Образование волосяных трещин в местах расположения рабочей и конструктивной стальной арматуры в местах недостаточной толщины защитного слоя бетона при $СПЗ_k = (59 - 52)$. II степень потери бетоном защитных свойств по отношению к стальной арматуре и коррозии стальной арматуры. Состояние бетона, стальной арматуры – не вполне удовлетворительное. Техническое состояние ЖБЭ (ЖБК) – не вполне удовлетворительное</p> <p>Образование волосяных трещин в местах расположения рабочей и конструктивной стальной арматуры при $СПЗ_k = (51 - 47)$. II степень потери бетоном защитных свойств по отношению к стальной арматуре и коррозии стальной арматуры. Состояние бетона, стальной арматуры – не вполне удовлетворительное. Техническое состояние ЖБЭ (ЖБК) – не вполне удовлетворительное</p>
10,2–9,5	Св.59–71	<p>Деградация бетона средней степени интенсивности. Раскрытие трещин в местах недостаточной толщины защитного слоя бетона. Отслаивание защитного слоя бетона в местах его недостаточной толщины при $СПЗ_k = (71 - 65)$. III степень потери бетоном защитных свойств по отношению к стальной арматуре и коррозии стальной арматуры. Состояние бетона, стальной арматуры – не вполне удовлетворительное. Техническое состояние ЖБЭ (ЖБК) – не вполне удовлетворительное</p> <p>Деградация бетона средней степени интенсивности. Раскрытие трещин в местах расположения рабочей и конструктивной стальной арматуры. Отслаивание защитного слоя бетона при $СПЗ_k = (64 - 59)$. III степень потери бетоном защитных свойств по отношению к стальной арматуре и коррозии стальной арматуры. Состояние бетона, стальной арматуры – не вполне удовлетворительное. Техническое состояние ЖБЭ (ЖБК) – не вполне удовлетворительное</p>
9,5–9,0	Св.71–80	<p>Деградация бетона повышенной степени интенсивности. Раскрытие трещин в местах расположения рабочей и конструктивной стальной арматуры. Отслаивание и частичное разрушение защитного слоя бетона. Полное разрушение защитного слоя бетона и оголение стальной арматуры в местах недостаточной толщины защитного слоя бетона. IV степень потери бетоном защитных свойств по отношению к стальной арматуре и коррозии стальной арматуры. Состояние бетона, стальной арматуры – неудовлетворительное. Техническое состояние ЖБЭ (ЖБК) – неудовлетворительное</p>
<9,0	>80	<p>Полная деградация бетона. Потеря сцепления цементного камня с заполнителем. Отслаивание и разрушение защитного слоя бетона. V степень потери бетоном защитных свойств по отношению к стальной арматуре и коррозии стальной арматуры. Состояние бетона и стальной арматуры – неудовлетворительное. Техническое состояние ЖБЭ (ЖБК) – предаварийное</p>

Приведенные критерии разработаны для ЖБЭ (ЖБК), изготовленных из любых видов бетона.

Предлагаемые критерии оценки технического состояния ЖБЭ (ЖБК) значительно расширяют возможности детального обследования для более объективной оценки их технического состояния и разработки оптимальных рекомендаций по их дальнейшей длительной безопасной эксплуатации.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Васильев, А.А. Карбонизация и оценка поврежденности железобетонных конструкций: [монография] / А.А. Васильев; М-во образования Респ. Беларусь, Белорус. гос. ун-т трансп. – Гомель: БелГУТ, 2012. – 263 с.
2. Герасимович, А.И. Математическая статистика / А. И. Герасимович. – Минск: Выш. шк., 1983. – 275 с.
3. Васильев, А.А. Карбонизация бетона (оценка и прогнозирование): [монография] / А.А. Васильев; М-во образования Респ. Бел., Белорус. гос. ун-т трансп. – Гомель: БелГУТ, 2013. – 304 с.

УДК 691.5.535

Вишнякова Ю.В., Бакатович А.А., Наумова В.А.

ЭКСПЛУАТАЦИОННЫЕ СВОЙСТВА ШТУКАТУРНЫХ РАСТВОРОВ С КАРБОНАТОСОДЕРЖАЩИМ НАПОЛНИТЕЛЕМ

В лабораториях кафедры строительного производства Полоцкого государственного университета проведен комплекс исследований по изучению эксплуатационных свойств штукатурных растворов смесей и растворов с карбонатосодержащим наполнителем. Наполнитель получали из многотоннажного вторичного продукта Полоцкой и Новополоцкой ТЭЦ – шлама водоочистки путем предварительной сушки и последующего измельчения.

Оптимальное количество наполнителя для штукатурных цементных и известковых растворов смесей определяли, основываясь на показателях прочности растворов, расслаиваемости и водоудерживающей способности растворов смесей. За контрольные принимали составы цементно-известковых штукатурных растворов марок М 50 и М 75 с расходом цемента 156 кг и 192 кг соответственно, а также известково-песчаный раствор с соотношением известь:песок – 1:6, используемый для внутренних отделочных работ. Подвижность растворов смесей составляла 8 см. В исследованиях использовался наполнитель с наибольшим размером зерен 80 мкм. Результаты исследований приведены в таблицах 1 и 2.

Таблица 1 – Основные показатели качества штукатурных цементных растворов смесей и растворов

№ состава	Марка контрольного состава	Расход на 1 м ³ , кг			В/Т	Прочность, МПа		Расслаиваемость, %	Водоудерживающая способность, %
		цемента	известки	наполнителя		7 сут.	28 сут.		
1	М50	156	96 (60*)	–	1,46	3,5	5,1	8,0	96,8
2		160	–	40 (30*/40")	1,69	3,2	4,3	9,8	95,8
3		159	–	59 (40/60)	1,5	3,8	5,2	8,1	96,5
4		157	–	78 (50/80)	1,39	4,2	5,7	8,0	97,0
5		156	–	96 (60/100)	1,45	3,6	5,1	8,4	97,2
6		155	–	114 (70/120)	1,49	3,2	4,5	9,2	97,9
7	М75	192	90 (50)	–	1,28	5,0	7,5	8,3	96,5
8		197	–	37(20/40)	1,48	4,3	7,0	9,6	95,7
9		195	–	55 (30/60)	1,35	5,2	7,6	8,5	96,2
10		194	–	72 (40/80)	1,21	5,8	8,3	8,0	96,5
11		192	–	90 (50/100)	1,3	5,1	7,7	8,3	97,0
12		190	–	107 (60/120)	1,34	4,6	7,2	9,0	97,4

* – процент ввода известки или наполнителя от расчетной массы цемента

" – процент ввода наполнителя от расчетной массы известки

За первые 7 суток наибольшей прочности достигли образцы цементного раствора с наполнителем в количестве 80 % от расчетной массы извести. Для марки М 50 прирост прочности составил 20 %, а для марки М 75 – 16 %. При этом значения прочности экспериментальных составов 3-5 и 9-11 не ниже показателей контрольных составов 1 и 7. Испытания в возрасте 28 суток показали, что прирост прочности составов 4 и 10 относительно контрольных значений незначителен и сократился до 11-12 %.

Увеличение расхода наполнителя с 40 до 120 % ведет к увеличению расхода воды на 15-19 %. Водоцементное отношение экспериментальных составов 4 и 10 указывает на то, что водопотребность композиций сокращается на 40 литров по сравнению с расходом воды в контрольных растворных смесях.

Наиболее низкая расслаиваемость растворных смесей соответствует составам 3-5, 9-11 и аналогична показателям цементно-известковых растворов. Введение наполнителя в количестве менее 60 % и более 100 % от расчетной массы извести способствует увеличению расслаиваемости растворных смесей.

Водоудерживающая способность экспериментальных смесей возрастает по мере увеличения дозировки наполнителя. Основываясь на экспериментальных данных по основным свойствам оптимальным является введение наполнителя в количестве 60-100 % от расчетной массы извести.

Таблица 2 – Основные показатели качества штукатурных известковых растворных смесей и растворов

№ состава	Расход, кг			Прочность, МПа		Расслаиваемость, %	Водоудерживающая способность, %
	извести	наполнителя	воды	7 сут.	28 сут.		
1	230	–	343	0,8	1,5	7,8	96,2
2	190	38 (20 %)*	328	0,6	1,5	7,8	96,5
3	169	58 (30 %)	314	0,8	1,6	7,9	96,3
4	147	78 (40 %)	305	1,3	1,8	8,1	96,6
5	124	99 (50 %)	301	0,9	1,5	8,0	96,4
6	99	118 (60 %)	301	0,7	1,2	8,3	96,0

* – процент сокращения расхода извести по массе

В известково-песчаных составах часть извести от 20 до 60 % заменяли наполнителем в количестве 80 % от сокращаемого расхода извести.

В возрасте 7 суток составы 3–5 показали прочность, сопоставимую или превышающую показатель контрольного состава. Так, у состава 4 при замене 40 % извести наполнителем прочность на 60 % превышает контрольное значение. Следует отметить, что уже в возрасте 28 суток разница между показателями состава 1 и состава 4 существенно сократилась и составляет 20 %. При этом прочность известковых растворов с наполнителем (составы 3, 5) находится на уровне значений известково-песчаного раствора (состав 1).

Сокращение расхода извести снижает водопотребление растворных смесей. Так, для состава 4 расход воды сокращается на 20 % по сравнению с контрольным составом. При расходе извести 40–50 % от расчетной массы контрольного раствора (составы 5, 6) требуемое количество воды становится постоянным.

Исследования расслаиваемости и водоудерживающей способности не выявили выраженных зависимостей от количества содержащегося наполнителя в растворных смесях. Расслаиваемость смесей изменяется в пределах 7,8-8,3 %, а водоудерживающая способность – 96-96,6 %.

Анализ полученных результатов позволил установить, что возможным является сокращение расхода извести на 40-50 % при введении наполнителя в количестве 80 % от сокращаемой массы извести.

Кроме того, в процессе исследований установлено, что усадочные деформации для цементно-известковых растворов составили 1,5-1,8 мм/м, а для цементных с наполнителем 0,7-1,1 мм/м. У известкового контрольного состава усадочные деформации равны 2,1 мм/м, а у известковых растворов с наполнителем показатели составили 1,2-1,4 мм/м.

Снижение усадочных деформаций на 40-60 % способствует формированию более однородной структуры, снижает вероятность появления микротрещин и тем самым повышает прочность штукатурных растворов, содержащих наполнитель.

При производстве штукатурных работ важным показателем растворных смесей является жизнеспособность. С целью выяснения срока возможного применения растворных смесей с наполнителем оценивалось изменение подвижности с течением времени.

В течение получаса зафиксировано уменьшение подвижности у цементной и цементно-известковой растворной смеси. После первого часа испытаний неизменным осталось значение подвижности только у цементного состава с наполнителем в количестве 100 % от расчетной массы извести. Наибольшее падение подвижности на 1,6 см отмечено у цементной растворной смеси. Через 3 часа после начала испытаний подвижность цементной смеси достигла 5 см, а цементно-известковой – 5,5 см. За это же время подвижность составов с наполнителем уменьшилась на 11-22 %. Еще через один час подвижность цементно-известковой растворной смеси составила 4,9 см, а у смесей с наполнителем 5,9-6,5 см.

Установлено, что изменение подвижности у штукатурных растворных смесей в сторону уменьшения показателя происходит значительно медленнее, чем у цементного, цементно-известкового составов и достигло 5 см только через 6-8 часов после начала испытаний. Для штукатурных смесей жизнеспособность увеличивается на 1-2 часа.

Интенсивное изменение подвижности у штукатурных смесей объясняется не только более низкой первоначальной подвижностью, но и большим количеством цемента в штукатурных составах.

В экспериментальных штукатурных смесях увеличение дозировки наполнителя до 100 % от массы извести ведет к замедлению процессов гидратации цемента и увеличению сроков схватывания, что можно объяснить возрастанием количества органических примесей, содержащихся в наполнителе в количестве до 10 %, а также присутствием в наполнителе гипса в количестве до 9 %. На начальной стадии гидратации образующийся этtringит в тонкодисперсном состоянии замедляет гидратацию $3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3$ и продлевает сроки схватывания цемента.

Теплотехнические характеристики штукатурных цементных растворов определяли на составах марки М 75. Контрольными являлись цементно-известковые растворы. За контрольный для штукатурных известковых растворов принят состав с соотношением 1:6. Результаты исследований приведены в таблицах 3 и 4. Показатели плотности, коэффициента теплопроводности приведены для растворов в сухом состоянии.

Таблица 3 – Теплотехнические показатели цементных растворов

№ состава	Назначение раствора	Расход, кг		Плотность, кг/м ³	Кoeffиц. теплопроводности, Вт/(м·°С)	Термическое сопротивление, м ² К/Вт	Кoeffиц. паропроницаемости, мг/(м·ч·Па)
		известь	наполнитель				
1	штукатурный	90	–	1820	0,51	0,048	0,1
2	–	–	72 (80 %)	1920	0,45	0,064	0,095

* – процент ввода наполнителя от расчетной массы извести

В экспериментальных составах с наполнителем плотность увеличивается относительно контрольных растворов на 90-110 кг/м³. Увеличение плотности растворов обусловлено формированием оптимальной плотной структуры цемент-наполнитель, понижающей исходную пустотность системы, а также более низким водотвердым отношением растворяемых смесей с наполнителем.

Таблица 4 – Теплотехнические показатели известковых растворов

№ состава	Назначение раствора	Расход, кг		Плотность, кг/м ³	Кoeffиц. теплопроводности, Вт/(м·°С)	Термическое сопротивление, м ² К/Вт	Кoeffиц. паропроницаемости, мг/(м·ч·Па)
		известь	наполнитель				
1	штукатурный	230	–	1690	0,39	0,081	0,12
2	–	147	78 (40 %)*	1780	0,35	0,095	0,11

* – процент сокращения расхода извести по массе

Кoeffициент паропроницаемости штукатурных известковых растворов на 14-16 % превышает значения цементных композиций. Для цементных растворов коэффциент паропроницаемости практически не изменяется и находится в пределах 0,095-0,1 мг/(м·ч·Па), а для известковых растворов равен 0,11-0,12 мг/(м·ч·Па).

Формирование более плотной структуры растворов с наполнителем ведет к уменьшению открытой пористости по сравнению с контрольными составами. Поэтому, несмотря на более высокую плотность, экспериментальных составов с наполнителем показатели коэффциентов теплопроводности на 11-15 % ниже значений контрольных составов. При этом термическое сопротивление увеличивается на 15-25 %.

Таким образом, цементные и известковые растворы, содержащие наполнитель по своим теплотехническим характеристикам обеспечивают необходимые параметры для отделки, как со стороны фасада, так и со стороны помещений в зданиях.

Важным показателем долговечности растворов является морозостойкость. При проведении исследований определяли морозостойкость штукатурных цементных растворов марок М50 и М75. Испытания на морозостойкость показали, что изменений прочности кладочных растворов марок М50 и М75 и потери массы не наблюдалось после 50 и 75 циклов соответственно.

В штукатурных составах марки М50 снижение прочности отмечено после 55 циклов попеременного замораживания и оттаивания. В процессе осмотра образцов штукатурных составов через 60 циклов установлено незначительное шелушение на поверхности контрольных и экспериментальных составов. На 60 циклах для цементно-известкового раствора падение прочности составило 11 и 8 % для цементного раствора с наполнителем.

Зафиксировано, что у цементно-известкового раствора прочность снизилась на 25 % через 70 циклов. Прочность состава с наполнителем уменьшилась на 17 %

и только после 80 циклов попеременного замораживания и оттаивания образцов снизилась на 26 %.

На образцах штукатурного цементно-известкового раствора марки М 75 поверхностное шелушение появилось после 75 циклов при незначительном снижении прочности на 8 %. Штукатурный цементный раствор с наполнителем не имел повреждений поверхности и только через 80 циклов отмечено появление незначительного шелушения.

Испытания на прочность при 85 циклах попеременного замораживания и оттаивания установили снижение показателя цементно-известкового раствора на 13 %, а цементного состава с наполнителем на 7 %. Через 90 циклов испытаний прочность цементно-известкового раствора уменьшилась на 26 %. Следует отметить, что величина падения прочности экспериментального состава в 2 раза меньше, или равняется 12 %. Вплотную к предельно допустимому показателю прочность цементного состава приблизилась через 100 циклов, снижение составило 23 %.

На уменьшение морозостойкости штукатурных растворов марок М 50 и М 75 на 5-10 циклов по сравнению с показателями кладочных растворов влияет изменение расхода компонентов раствора, а также гранулометрия заполнителя – кварцевого песка, что вызывает увеличение расхода воды по сравнению с кладочными составами. Указанная зависимость подтверждается показателями водопоглощения штукатурных растворов. Водопоглощение по массе штукатурных растворов составляет 7,6-8,1 %, что на 15 % превышает показатели кладочных растворов.

Для штукатурного раствора М50 и М75 показатели морозостойкости отличаются на одну марку. Так, цементно-известковый раствор М50 имеет марку по морозостойкости F50, а цементный раствор с наполнителем марку F75. Штукатурный известково-цементный состав М75 соответствует марке по морозостойкости F75, а цементный с наполнителем – марке F100.

Прочность сцепления с поверхностью определяли для штукатурных цементных и известковых растворов, содержащих наполнитель. В процессе проведения исследований в качестве основания для штукатурных растворов применяли керамический кирпич, блоки из тяжелого бетона и газосиликата. В таблице 5 представлены результаты испытаний прочности сцепления штукатурных цементных растворов содержащих наполнитель, с поверхностями.

Таблица 5 – Прочность сцепления штукатурных цементных растворов с основанием

№ образца	Основание образца	Расход, кг		Прочность сцепления, МПа
		известки	наполнителя	
1	Керамический кирпич	89,3	–	0,44
2		–	53,6 (60 %)*	0,51
3		–	71,4 (80 %)	0,59
4		–	89,3 (100 %)	0,56
5	Блок из тяжелого бетона	89,3	–	0,42
6		–	53,6 (60 %)*	0,47
7		–	71,4 (80 %)	0,56
8		–	89,3 (100 %)	0,51
9	Блок из ячеистого бетона (газосиликатный блок)	89,3	–	0,21
10		–	53,6 (60 %)*	0,25
11		–	71,4 (80 %)	0,3
12		–	89,3 (100 %)	0,27

* – процент ввода наполнителя от расчетной массы известки

При использовании в качестве основания керамического кирпича и блоков из тяжелого бетона в образцах 1-8 разрушение происходило по раствору, т.е. носило когезионный характер.

Наибольшую прочность на керамической поверхности показал образец 3, а на бетонной поверхности образец 7. Увеличение показателя составило 30 % по сравнению с контрольными значениями.

Разрушение образцов по структуре растворов указывает на высокую адгезию экспериментальных растворов с наполнителем относительно поверхностей.

Прочность сцепления с керамической поверхностью цементных растворов с наполнителем больше в 2 раза, чем у составов с газосиликатной поверхностью. Несмотря на высокую шероховатость поверхности блоков из газосиликата разрушение образцов 9-12 в основном имеет адгезионный характер. При этом частично в образцах 10-12 наблюдается разрушение по структуре шероховатой поверхности газосиликатных блоков, что способствует значительному повышению прочности сцепления на 40 % относительно контрольного образца 9.

Результаты исследований прочности сцепления штукатурных известковых растворов, содержащих наполнитель, с основаниями приведены в таблице 6.

Таблица 6 – Прочность сцепления штукатурных известковых растворов с основанием

№ образца	Основание образца	Расход, кг		Прочность сцепления, МПа
		известки	наполнителя	
1	Керамический кирпич	230	–	0,21
2		161	55,2 (30 %)*	0,23
3		138	73,6 (40 %)	0,29
4		115	92 (50 %)	0,26
5	Блок из тяжелого бетона	230	–	0,2
6		161	55,2 (30 %)	0,22
7		138	73,6 (40 %)	0,26
8		115	92 (50 %)	0,25
9	Блок из ячеистого бетона (газосиликатный блок)	230	–	0,17
10		161	55,2 (30 %)	0,19
11		138	73,6 (40 %)	0,23
12		115	92 (50 %)	0,21

* – процент сокращения расхода известки по массе

Прочность сцепления образцов 3, 7, 11 на экспериментальных составах превышает значения контрольных образцов 1, 5, 9 на 30-35 %. Следует отметить, что в контрольных образцах разрушение не зависимо от материала основания происходило по границе контакта раствора с основанием и контактная поверхность растворов практически оставалась неповрежденной. Образцы на известковых составах с наполнителем разрушались по структуре растворов.

Когезионный характер разрушения штукатурных известковых растворов содержащих наполнитель указывает на более высокую адгезию раствора содержащего наполнитель к поверхности и объясняет значительное повышение прочности сцепления. Наибольшая прочность сцепления экспериментального раствора с поверхностью достигается на керамическом кирпиче и превышает показатель образцов с газосиликатной поверхностью на 25 %.

Повышенная прочность сцепления штукатурных растворов с наполнителем свидетельствует о хорошей адгезии, что позволяет предположить существенное снижение возможности отслоения от поверхности (каменных и бетонных стен, перегородок и т.п.) в процессе эксплуатации при возникновении вибрационных воздействий.

Выводы. Проведенный комплекс исследований позволяет установить, что для штукатурных цементных растворных смесей оптимальным является введение наполнителя с максимальным размером частиц 80 мкм в количестве 60-100 % от расчетной массы извести. Прочность растворов с наполнителем в возрасте 7 суток превышает значения цементно-известковых составов на 14-17 %.

Для штукатурных известковых смесей оптимальным является сокращение расхода извести на 40-50 % при введении наполнителя в количестве 80 % от заменяемой массы извести. Расслаиваемость и водоудерживающая способность сохраняются на уровне контрольных значений, при этом прочность растворов с наполнителем в возрасте 7 суток превышает значения известкового состава на 60 %, а в 28 суток – на 15 %.

Присутствие наполнителя в штукатурных цементных составах позволяет увеличить жизнеспособность растворных смесей в 1,5-2 раза, что делает возможным сокращение количества поставок растворной смеси на объект и тем самым уменьшить трудоемкость работ и сократить транспортные расходы. Цементные штукатурные растворы с наполнителем имеют более низкое водопоглощение и меньшее падение прочности в водонасыщенном состоянии на 20-25 % в сравнении с цементно-известковыми растворами, что способствует повышению морозостойкости до 15 % и обеспечивает соответствие требованиям СТБ 1307.

Адгезия штукатурных цементных и известковых растворов с наполнителем превышает на 30–35 % показатели контрольных составов, что предположительно позволит снизить возможность отслоения штукатурного слоя от основания в процессе эксплуатации зданий при возникновении вибрационных воздействий.

УДК 624.011.17

Волик А.Р., Дунникова О.В.

КОМПОЗИТНЫЕ МАТЕРИАЛЫ, ИСПОЛЬЗУЕМЫЕ ДЛЯ УСИЛЕНИЯ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Традиционно для усиления деревянных конструкций используется металлическая арматура. В данной статье описывается возможность применения композитных материалов для усиления деревянных конструкций. Проведен анализ влияния композитной арматуры на работу изгибаемых деревянных балок.

В современном строительстве при создании новых конструкций, а также при реконструкции существующих зданий и сооружений возникает вопрос о совершенствовании и повышении эффективности работы конструкций из древесины.

Древесина является эффективным строительным материалом, однако имеет ряд отрицательных свойств: неоднородность строения, пороки (сучки, косослой и т.д.), быстрое увлажнение, набухаемость, высокая степень подверженности влиянию микроорганизмов [1]. Поэтому обеспечение долговечности при проектировании деревянных конструкций требует выполнения ряда мероприятий по их усилению и ремонту в ходе эксплуатации.

Наиболее распространенными способами повышения прочности изгибаемых деревянных конструкций являются:

– на стадии проектирования:

- применение слоев из древесины разных пород и сортов. За счет применения в наиболее напряженных (в крайних растянутых и сжатых) зонах балок древесины повышенной прочности достигнуто снижение материалоемкости клееных балок в среднем около 15% по сравнению с аналогичными балками из сосны и ели [2];

- усиление поперечного сечения конструкций армированием металлическими и композитными материалами;

– на стадии эксплуатации:

- изменение статической схемы работы конструкции;
- увеличение площади поперечного сечения элемента;
- местное усиление путем устройства обойм и накладок, перекрывающих местные дефекты;
- усиление соединений: постановка дополнительных нагелей, изменение схемы работы узлового соединения.

Во всем мире большую популярность получают прогрессивные композитные материалы как строительный материал, обладающий рядом преимуществ по отношению к металлической арматуре: высокая прочность, коррозионная устойчивость, простота производства, легкость.

В наши дни усиление деревянных конструкций с использованием композитных материалов, среди которых выделяются целые волокна, сетки (ткани) и арматурные стержни периодического профиля, осуществляется путем:

- армирования поперечного сечения арматурными стержнями;
- приклейки композитной ткани к поверхности (чаще растянутой) – внешнее армирование;
- приклейки композитной ткани между слоями древесины в швах клееных конструкций (внутреннее армирование);
- вклейки композитной ткани на монтажный клей в предварительно подготовленные пропилы;
- устройства обоймы из композитной ткани [3].

Для определения эффективности усиления деревянных балок композитными материалами на базе лаборатории ГрГУ им. Я. Купалы были проведены экспериментальные исследования работы изгибаемых деревянных балок, усиленных стеклопластиковой арматурой и композитной тканью.

С целью сравнения полученных опытных данных был испытан опытный образец балки без усиления растянутой зоны (серия Б0).

Для изучения влияния композитных материалов на прочность и жесткость изгибаемых деревянных конструкций были изготовлены и испытаны две серии балок: серия Б1 – балки, усиленные стеклопластиковой арматурой диаметром 6 мм; серия Б2 – балки, усиленные технической тканью производства компании ОАО «Гродно Химволокно» путем ее приклейки на растянутую грань балки.

В каждой серии были подготовлены и испытаны по две балки, имеющие разный процент армирования:

Б1-2 – балка с двумя закрепленными в заранее подготовленных пазах стержнями стеклопластиковой арматуры диаметром 6 мм;

Б1-4 – балка с внешним армированием четырьмя стержнями стеклопластиковой арматуры на растянутой грани;

Б2-2 – балка с внешним армированием двумя слоями технической ткани;

Б2-4 – балка с внешним армированием четырьмя слоями технической ткани.

Испытания проводились по балочной схеме до разрушения с приложением сосредоточенных усилий в третьях пролета. Для нагружения балок применялся гидравлический пресс ИП-1000-0. Нагружение осуществлялось через распределительную траверсу.

Для измерения прогибов на балку были установлены 3 индикатора часового типа ИЧ 10МН: один – в центре пролета, два – на опорах. В процессе испытания при помощи тензорезисторов, расположенных в середине пролета, измеряли абсолютные деформации на растянутой грани.

Разрушение эталонной балки Б0 произошло от разрыва растянутых волокон в центре пролета при нагрузке 41 кН. Разрушение балки Б1-2 произошло при нагрузке 61,6 кН, что свидетельствует о повышении прочности балки на 54% за счет влияния армирования деревянной балки стеклопластиковой арматурой. Однако разрушение балки Б1-4 произошло при нагрузке 44 кН, что превысило разрушающую нагрузку эталонной балки Б0 лишь на 10%. При этом опытные образцы разрушались от разрыва растянутых волокон в центре пролета с отрывом арматуры с частями древесины на приопорных частях балки.

Анализ разрушения балок, усиленных композитной тканью, показал: разрушение Б2-2 произошло при нагрузке в 41,2 кН из-за хрупкого разрушения древесины по дефекту древесины, что говорит о повышении прочности на 3%. Разрушение балки Б2-4 произошло при нагрузке в 71,6 кН в результате скалывания древесины на опоре (таблица 1), что превышает значение разрушающей нагрузки на 79%. Важно отметить, что разрушения армирующего слоя не произошло, т.е. ткань не повредилась. Следовательно, армирующий слой влияет на несущую способность балок.



Рисунок 1 – Сопоставление экспериментальных величин разрушающих нагрузок

Анализ развития прогибов испытанных образцов (рис. 2) показал, что величина прогиба усиленных балок составила 65% (балки Б1-2, Б1-4) и 60-78% (балки Б2-4, Б2-2) прогиба балок без усиления при нагрузке 5 кН. При увеличении нагрузки прогибы усиленных балок составили 53-56% (балки Б1-2, Б1-4) и 54-58% (балки Б2-4, Б2-2).

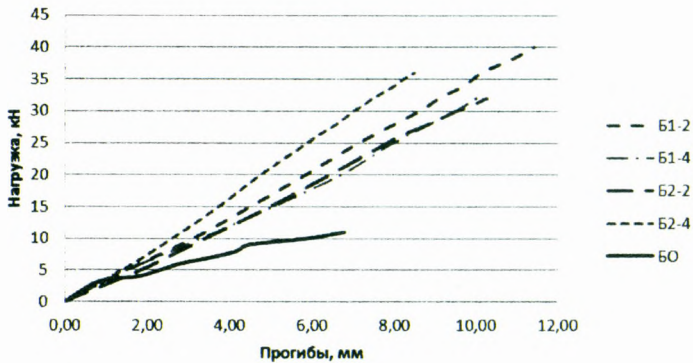


Рисунок 2 – Развитие прогибов опытных балок при нагружении

Результаты проведенных исследований показали, что усиление растянутой зоны деревянных балок композитными материалами в виде сеток или стержнями оказывает влияние на несущую способность и жесткость изгибаемых деревянных элементов.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Щуко, В.Ю. Клееные армированные деревянные конструкции: учеб. пособие / В.Ю. Щуко, С.И. Рошина. – СПб.: ГИОРД, 2009. – 128 с.
2. Цветинский, И.И. Работа армированных клееных балок с различными материалами армирования и их расположением / А.Р. Волик, И.И. Цветинский // Вестник Полоцкого государственного университета. – 2006. – № 9. – С. 21–25.
3. Цветинский, И.И. Влияние расположения армированных клеевых швов на напряженно-деформированное состояние изгибаемых клееслощатых балок / И.И. Цветинский // Труды молодых специалистов Полоцкого государственного университета. – № 3. – 2006. – С. 51-52.
4. Волик, А.Р. Усиление деревянных конструкций тканью производства компании ОАО «Гродно химволокно» / А.Р. Волик, Д.А. Сафонов // Актуальные проблемы механики в современном строительстве: сборник научных статей. – Пенза: ФГБОУ ВПО «Пензенский государственный университет архитектуры и строительства», 2014. – С. 47-52.

УДК 695.175.3

Волик А.Р., Каскенов П.П.

ПРОЧНОСТНЫЕ И ДЕФОРМАЦИОННЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ СТЕКЛОПЛАСТИКОВОЙ АРМАТУРЫ, ИСПОЛЬЗУЕМОЙ В СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЯХ

Массовое применение композитной арматуры ограничено отсутствием данных прочностных и деформационных характеристик композитной арматуры. Представлен анализ механических свойств стеклопластиковой арматуры.

Композитная стеклопластиковая арматура становится все более распространенным материалом в промышленности. Одним из наиболее актуальных направлений является использование такой арматуры вместо металлических аналогов в конструкциях из бетона с армированием ненапряженного и преднапряженного типов. Характеристики композитных материалов, отвечающие наибо-

лее высоким современным требованиям, позволяют использовать их во всех сферах строительства – при проектировании, для проведения ремонтных, реставрационных работ, укрепления дорожного полотна, при создании бетонных хранилищ и емкостей для химических производств [1].

История использования композитных материалов начинается после Второй мировой войны с учетом бурного развития химической промышленности. Аэрокосмическая промышленность широко оценила преимущества высокой прочности и легкости композитных материалов, а во время холодной войны достижения аэрокосмической и оборонной промышленности привели к еще большему распространению композитов [2].

В середине XX века интерес к композитным материалам возник в связи с рядом обстоятельств:

- расширилось применение армированных бетонных конструкций в ответственных сооружениях, эксплуатируемых в сильноагрессивных средах, где трудно было обеспечить коррозионную стойкость стальной арматуры;
- возникла необходимость обеспечения антимагнитных и диэлектрических свойств некоторых изделий и сооружений;
- ограниченность запаса руд, пригодных для удовлетворения непрерывно растущих потребностей в стали и всегда дефицитных легирующих присадках.

В настоящее время композитные материалы, используемые в строительных конструкциях, можно классифицировать следующим образом:

- волокна
 - а) цельные;
 - б) рубленые (фибры);
- сетки, холсты, ленты;
- арматура периодического профиля – стеклопластиковая, базальтовая, углеродистая.

Композитная арматура состоит из армирующих элементов и матрицы. В качестве армирующих элементов используются непрерывные высокопрочные волокна, заключенные в объеме полимерной матрицей. По виду используемых волокон (рис. 1) выпускаются следующие композитные арматуры [3]:

- стеклокомпозитная;
- базальтокомпозитная;
- углекомпозитная;
- арамидокомпозитная;
- комбинированная композитная.

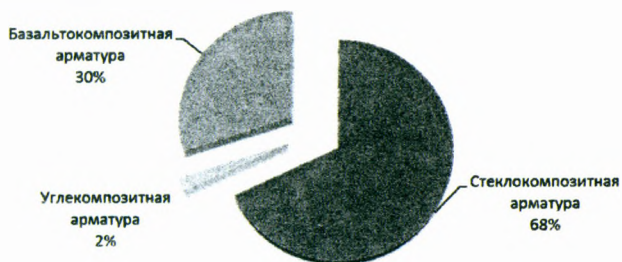


Рисунок 1 – Распределение композитных материалов по типу волокна

Исследования в Американском институте бетона (ACI) показали (таблица 1), что предел прочности на растяжение у композитной арматуры значительно выше, чем у металлической.

Таблица 1 – Механические и деформационные характеристики арматуры [2]

	Стальная арматура	Стеклопластиковая арматура	Углеродистая арматура
Условный предел текучести (МПа)	276..517	–	–
Предел прочности на растяжение (МПа)	483..690	483..1600	600..3690
Модуль упругости (ГПа)	200	35..51	120..580

В США и странах западной Европы испытания композитной арматуры проводят по стандартам ASTM и ISO [4-7] при помощи универсальных испытательных машин (например, Instron серий 5900 [8] или 3300 [9] с датчиком нагрузки и пневматическими клиновыми или боковыми захватами). При испытании композитов [10] было обнаружено, что ориентация волокон в композите оказывает сильное влияние на механические свойства и поведение материала во время испытания, поэтому необходима точная центровка образца.

При испытаниях на растяжение полос стеклопластиковых волокон в соответствии с ASTM D3039 [6] образцы (рис. 2) подготавливаются с выступающими концами с пластиковыми накладками, что позволяет осуществить безопасный захват образца и способствует тому, что разрушения происходят в пределах измерительной базы. В данном испытании используют пристыжной экстензометр.

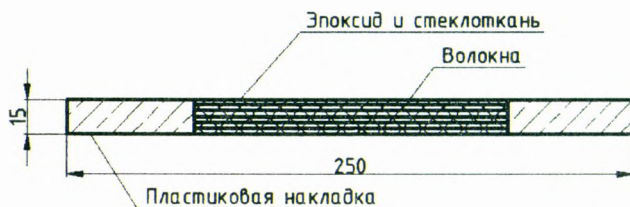


Рисунок 2 – Полоса стеклопластиковых волокон

В Российской Федерации в 2014 году был введен ГОСТ 31938-2012 [11], в соответствии с которым предлагается метод испытания композитной арматуры на осевое растяжение, который устанавливает следующие требования к испытанию композитной арматуры:

- разрушение опытного образца должно происходить в пределах рабочего участка;
- за рабочий участок принята часть образца, которая находится между испытательными муфтами, предназначенными для зажима образцов захватами испытательной машины;
- влияние на процесс разрушения образца касательных и радиальных растягивающих напряжений, возникающих в переходной зоне от испытательной муфты к стержню, не учитывается.

Длину испытательных муфт (рис. 3) следует принимать из условий, чтобы разрыв образца происходил в пределах длины рабочего без проскальзывания в испытательных муфтах. Длину рабочего участка следует принимать не менее $40d$ стержня (табл.2).

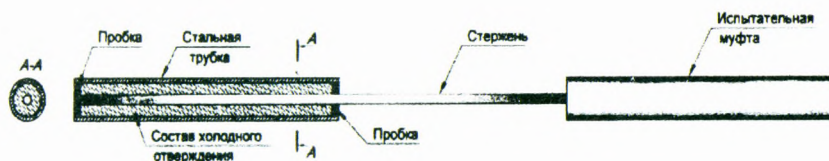


Рисунок 3 – Вид типового опытного образца по ГОСТ 31938-2012 [11]

Таблица 2 – Размеры опытных образцов и испытательных муфт, мм

Номинальный диаметр АКП	Испытательная муфта		
	Внешний диаметр	Минимальная длина	Толщина стенки
От 4 до 10	35	300	От 3 до 5
От 12 до 16	42	350	
От 18 до 22	48	450	
От 22 до 30	60	500	

В процессе экспериментальных исследований прочности и деформативности образцов стеклопластиковой арматуры было установлено [12], что разрушение их начинается, как правило, с разрыва оплечочной нити, образующей периодический профиль поперечного сечения, затем следует разрыв отдельных волокон в поверхностном слое, после чего происходит более интенсивное разрушение волокон по периметру стержня с распространением к его центру, при этом рост нагрузки прекращается и наступает разрыв стержня с образованием «метелки».

Специалисты строительной области в Республике Беларусь в последние годы все больше внимания уделяют вопросу композитной арматуры, перенимая опыт специалистов из Российской Федерации, США и стран западной Европы.

На данный момент неметаллическую арматуру в Республике Беларусь производят следующие предприятия:

- ОАО «Полоцк-Стекловолокно» производит стеклопластиковую арматуру следующих видов: с оплечочной нитью – СПА-6; с периодическим профилем – СПА-7.5.

- ООО «МонолитПласт» (г. Борисов) производит стеклопластиковую арматуру «АСПЭТ» (арматура стеклопластиковая из полиэтилентерефталата), налажено производство арматуры диаметрами 4, 8, 10 мм с прочностью на растяжение 255 МПа и 4, 8, 10 мм с прочностью на растяжение 510 МПа.

- Научно-производственная компания «Бизнес-Континент» (г. Брест) производит стеклопластиковую и базальтовую арматуру диаметрами от 4 до 28 мм.

- ООО «Композит-Уручье» производит арматуру следующих видов: арматура стеклопластиковая диаметром от 4 мм до 14 мм; арматура базальтопластиковая диаметром 6 мм и 8 мм; сетки из композитной арматуры.

- Планируется организация производства стеклопластиковой арматуры на территории СЭЗ «Гомель-Ратон» – предусмотрено освоение выпуска стеклопластиковой арматуры марок АКП СП 4, АКП СП 6, АКП СП 8, АКП СП 10, АКП СП 12, АКП СП 14 [13].

В настоящий момент нормативная база по изготовлению и применению композитной арматуры в Республике Беларусь представлена следующими документами:

- СТБ 1103-98 «Арматура стеклопластиковая. Технические условия», где описаны технические характеристики арматуры, её маркировка, упаковка, правила приёмки и методы контроля, который распространяется на арматуру стеклопластиковую диаметром только 6 мм, предназначенную для армирования предварительно напряженных бетонных конструкций.

- СТР-01-2011 «Применение стеклопластиковой (неметаллической) арматуры», где приведена обзорная информация о стеклопластиковой арматуре, рассмотрены отличительные особенности от металлической арматуры, рассмотрены особенности применения.

- ТУ ВУ 691148.143.001-2011 «Арматура из стеклоармированного вторичного полиэтилентерефталата» [13].

Также ведется разработка государственного стандарта «Изделия профильные композитные полимерные для армирования строительных материалов конструкций. Методы определения физико-механических характеристик».

Для определения механических свойств стеклопластиковой арматуры в лаборатории Гродненского государственного университета имени Янки Купалы были проведены испытания стеклопластиковой арматуры (рис. 4).

УДК 693.22

Галалюк А.В.

ОЦЕНКА ПРОЧНОСТИ КАМЕННОЙ КЛАДКИ ПРИ ОБСЛЕДОВАНИИ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Приведена методика оценки прочности при сжатии каменной кладки перпендикулярно и параллельно к плоскости горизонтальных растворных швов на образцах треугольных призмах, вырезанных из тела кладки. Выполнено сопоставление результатов определения прочности кладки на образцах – призмах с результатами испытаний стандартных образцов.

Основной целью выполнения работ при обследовании зданий и сооружений является получение информации, необходимой для оценки технического состояния и несущей способности строительных конструкций. От степени достоверности полученной информации зависит правильность выводов о пригодности конструкций к эксплуатации, а также правильность и экономичность проектных решений по их ремонту и усилению. Для каменных конструкций одной из важнейших характеристик, по которой производится оценка их эксплуатационной пригодности, является прочность каменной кладки при сжатии.

Прочность при сжатии каменной кладки можно определить в результате испытаний как отдельных элементов каменной кладки с последующим определением прочности по аналитическим зависимостям, приведенным в нормативных документах, так и при испытаниях отобранных образцов – кернов, столбов – вырезанных из существующих конструкций, или непосредственно испытание массива кладки методом «Flat-Jack-Tests»[3].

В каждом представленном выше методе имеются свои достоинства и недостатки. Так, например, отдельные испытания кладочных элементов и раствора не

учитывают прочность сцепления кладочного раствора и кладочных элементов. На основании указанных испытаний невозможно определить деформационные характеристики каменной кладки.

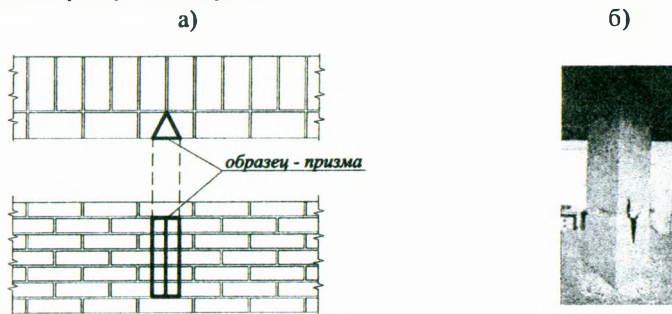
Большие фрагменты кладки более репрезентативны для получения значения прочности каменной кладки при сжатии, но при этом возникают трудности при отборе и транспортировке.

В работе [4] прочность кладки эксплуатируемых конструкций предлагается определять на основе испытаний опытных образцов – призм, отобранных непосредственно из тела кладки (рисунок 1).

К достоинствам представленной методики [4] можно отнести:

- относительную простоту отбора образцов для испытания;
- небольшие геометрические размеры и массу образцов;
- учет взаимосвязи (прочности сцепления) кладочных элементов и раствора в отобранных образцах;
- возможность отбора образцов не только в ненагруженных или слабонагруженных участках каменной кладки, но и непосредственно из несущих конструкций, нанося последним незначительные повреждения;
- возможность определения прочности каменной кладки под различными углами к плоскости горизонтальных растворных швов;
- возможность определения деформационных характеристик каменной кладки.

Для того, чтобы оценить, насколько достоверна методика испытаний прочности кладки, предложенная в работе 4, определены фактические значения прочности кладки при сжатии, было выполнено сопоставление результатов испытаний образцов трехгранных призм.



а – схема отбора трехгранных призм из массива каменной кладки в соответствии с [4],

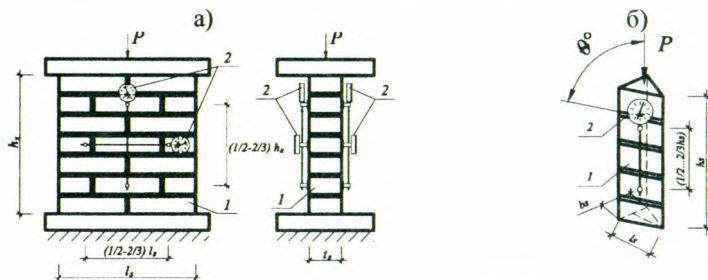
б – общий вид отобранной трехгранной призмы

Рисунок 1 – Трехгранные призмы

Для проведения сравнительного анализа прочности каменной кладки были изготовлены четыре серии образцов.

Первая серия опытных образцов, сжимаемая под углом 90° к плоскости горизонтальных растворных швов, имела форму стенки толщиной в полкирпича и размерами ($b \times h$) $\approx 500 \times 500$ мм. Вторая серия – образцы, сжимаемые под углом 0° к плоскости горизонтальных растворных швов, имела размеры ($b \times h$) $\approx 300 \times 780$ мм. Третья и четвертая серия – трехгранные призмы высотой, равной 5 рядам кирпича (рис. 4б), вырезанные параллельно и перпендикулярно плоскости горизонтальных растворных швов. Как стандартные образцы, так и образцы –

призмы вырезались из массива кладки, геометрические характеристики образцов и схема расстановки измерительных приборов представлены на рисунке 2.



1 – испытываемый образец ($a - l_s \times b_s \times h_s \approx 500 \times 120 \times 500$ мм,
 $b - l_s \times b_s \times h_s \approx 120 \times 118 \times 375$ мм); 2 – индикаторы часового типа ИГП-1
 Рисунок 2 – Геометрические размеры испытываемых образцов
 и схема расстановки приборов

Испытания опытных образцов кладки проводилось в соответствии с требованиями [1].

Разрушение образцов, сжимаемых под углом 0° к плоскости горизонтальных растворных швов, сопровождалось разделением образцов на отдельные столбы по контакту «постель кладочного элемента – растворный шов» с дальнейшей потерей устойчивости одного из столбов. Отличие стандартных и нестандартных образцов заключалось в том, что в стандартных образцах до разрушения прослеживалось постепенное трещинообразование, а в «нестандартных» образцах трещины образовывались непосредственно перед разрушением.

Разрушение образцов, сжимаемых под углом 90° к плоскости горизонтальных растворных швов, сопровождалось образованием трещин с дальнейшим увеличением их ширины раскрытия, в том числе и в торце образца. Образцы разделялись на отдельные столбики, на нижних и верхних рядах кладки в кирпиче образовывались лещадки, а также имели место локальные участки смятия каменной кладки. Нестандартные образцы при сжатии под углом 90° разрушались аналогично стандартным.

Основные результаты испытаний приведены в таблице 1.

Таблица 1 – Результаты испытаний образцов каменной кладки, выполненных в соответствии с [1] и [4].

Угол приложения нагрузки к плоскости горизонтальных растворных швов θ°	Образцы – выполненные в соответствии с [1]		Образцы – выполненные в соответствии с [4]		$\frac{f_{\theta obs, mv}}{f_{\theta np, obs, mv}}$ (%)	$\frac{E_{\theta obs, mv}}{E_{\theta np, obs, mv}}$ (%)
	Прочность кладки, $f_{\theta obs, mv}$ (Н/мм ²)	Модуль упругости кладки, $E_{\theta obs, mv}$ (Н/мм ²)	Прочность кладки $f_{\theta np, obs, mv}$ (Н/мм ²)	Модуль упругости кладки, $E_{\theta np, obs, mv}$ (Н/мм ²)		
1	2	3	4	5	6	7
0°	11,38	9827	10,73	9833	+ 6	- 1
90°	15,09	11146	15,99	11405	- 6	- 2

Из данных таблицы 1 следует, что отклонение в прочности кладки при сжатии вдоль и поперек горизонтальных растворных швов стандартных образцов и образцов – призм не превышало 6%, и при этом разница в значениях модулей упругости находилась в пределах 1-2%.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Методики определения прочности каменной кладки на образцах – трехгранных призмах, вырезанных непосредственно из тела конструкции, может быть рекомендована для внедрения в практику обследования каменных конструкций.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Испытание каменной кладки. Методы испытаний каменной кладки: СТБ EN 1052-1. – Часть 1: Определение прочности при сжатии: EN 1052-1. – Введ.: 07.10.1998. – СЕН/ТС 125. – 10 с.
2. Проектирование каменных конструкций: СТБ EN/1996-1-1-2008. – Часть 1-1: Общие правила для армированных и неармированных каменных конструкций. – Мн.: РУП «Стройтехнорм», 2008 – 127 с.
3. Деркач, В.Н. Методы оценки прочности каменной кладки, в отечественной и зарубежной практике обследования зданий и сооружений / В.Н. Деркач, Н.М. Жерносок // Вестник Белорусско-Российского университета. – 2010. – № 3. – С. 135–143.
4. Klaus, Gaber Vorschlag für ein neues Verfahren zur Prüfung der Druckfestigkeit von bestehendem Mauerwerk / Gaber Klaus, Rick Kupper. – Mauerwerk 16. – 2012. – Heft 6.

УДК 693.22.004.18

Грушевская Е.Н., Мусафирова Г.Я., Максимович С.В.

КОМПОЗИЦИОННЫЕ МАТЕРИАЛЫ НА ОСНОВЕ МИНЕРАЛЬНЫХ ВЯЖУЩИХ, МОДИФИЦИРОВАННЫХ ДОБАВКАМИ ВТОРИЧНЫХ ПОЛИМЕРОВ

В данной работе рассматривается модификация цементных вяжущих добавками вторичных термопластичных полимеров, а именно вторичным полиамидом и поливинилхлоридом, при использовании которых возможно получение материалов с высокими физико-механическими свойствами, улучшенными гидрофизическими и трибологическими показателями.

Снижение затрат в строительстве можно решить путем получения новых строительных материалов. Минеральные вяжущие вещества, несмотря на свои преимущества, обладают рядом недостатков и требуют введения модифицирующих добавок.

Модифицирующие компоненты позволят сократить сроки производства работ и увеличить оборачиваемость оборудования и оснастки за счет улучшения физико-механических, гидрофизических и технологических характеристик строительных материалов.

В твердении вяжущих веществ с полимерными добавками обычно участвуют оба компонента. Степень такого участия в большой степени зависит от свойств и состава как неорганического вяжущего, так и полимерной добавки. Такие композиции приобретают свойства от каждого компонента, при этом добавки полимеров увеличивают предельную растяжимость бетонов, их ударную вязкость, прочность на растяжение и изгиб, сопротивление истиранию, адгезию к другим материалам и др. [1].

Повышенная стоимость и специфические свойства полимерцементных материалов определяют рациональные области их применения: тонкослойные по-

крытия, адгезивные составы при отделочных и ремонтных работах, монолитизирующие составы и др. [2].

Поливинилхлорид (ПВХ) является одним из многотоннажных полимеров и соответственно образует наибольшее количество отходов, поскольку применяется в самых разных областях техники для производства как строительных, так других промышленных и бытовых материалов и изделий (линолеум, сайдинг, отделочные плиты, трубы, кожухи, плинтуса, мебель, тара, упаковка и др.). Доля техногенных отходов ПВХ составляет 60% от общего количества всех полимерных отходов. Переработка отходов ПВХ затруднена в связи с тем, что материалы и изделия из ПВХ имеют сложный состав, включающий различные добавки, и подвергаются значительным изменениям во время эксплуатации [3].

Значительное место среди твердых полимерных отходов занимают отходы полиамидов (ПА), образующиеся в основном при производстве и переработке в изделия волокон (капрон и амид), а также вышедшие из употребления изделия. Количество отходов при производстве и переработке волокна достигает 15% (из них при производстве – 11...13%). Так как ПА дорогостоящий материал, обладающий рядом ценных химических и физико-механических свойств, рациональное использование его отходов приобретает особую важность [4].

Переработка отходов способствует улучшению экологической обстановки и внедрению безотходных технологий получения материалов и изделий [5].

Следует отметить, что полимерные добавки обычно вводят в строительные материалы в небольших количествах (1–5% от массы минерального вяжущего) с целью их пластификации или гидрофобизации [6].

Целью работы является разработка композиционных материалов на основе минеральных вяжущих, модифицированных дисперсными добавками вторичных термопластичных полимеров, при использовании которых возможно получение материалов с высокими физико-механическими свойствами и улучшенными гидрофизическими показателями. Назревшие экологические проблемы, а также истощение сырьевой базы нашей страны, показали актуальность проводимых исследований для современного материаловедения.

Методика исследований

В данной работе в состав полученного цементно-полимерного материала входили следующие компоненты: в качестве минерального вяжущего применялся портландцемент 500-Д20 (ГОСТ 10178-85) с нормальной плотностью цементного теста 25%, в качестве органического вяжущего – вторичный полиамид (ТУ 6-13-3-88) и вторичный поливинилхлорид (ГОСТ 14332-78), измельченные криогенным способом до 0,14–0,63 мм.

Цементно-полимерный материал получали смешиванием тонкодисперсного полимера с цементом до однородного состояния и последующим постепенным добавлением воды затворения с добавкой гиперпластификатора Реламикс (ТУ 5870-002-14153664-04), вводимой в количестве 0,45%.

Полимер вводили в количестве 2,5;5% и 15% от массы минерального вяжущего (П/Ц = 0,026; 0,056; 0,176). Готовую модифицированную смесь укладывали в формы в виде балочек размером 40х40х160 и уплотняли на виброплощадке в течение ≈ 1 мин. Далее образцы помещали в пропарочную камеру на 12 часов с температурой 80–85⁰С. Спустя 7 суток испытывали прочность на изгиб полученных образцов. Для определения использовался пресс Quasar 50, при испытаниях нагрузку постепенно увеличивали до разрушения образцов. Спустя 28 суток определяли прочность на сжатие, при испытаниях нагрузку также постепенно увеличивали до разрушения образцов.

Для определения водопоглощения образцов их взвешивали на весах. Затем образцы помещались в емкость, наполненную водой с таким расчетом, чтобы уровень воды в емкости был выше верхнего уровня уложенных образцов примерно на 50 мм, температура воды в емкости составляла $(20 \pm 2)^{\circ}\text{C}$. Через 24 часа после погружения образцов в воду их вынимали из воды, вытирали тканью, взвешивались на весах; на основании чего и определяли водопоглощение полученных материалов.

Истираемость цементно-полиамидных образцов определяли в возрасте 7 суток (ГОСТ 13087-81). Образцы для испытаний на круге истирания имели форму куба с ребром длиной 70 мм. Образцы испытывали сериями. Число образцов в серии три. Их устанавливали в специальные гнезда круга истирания. К каждому образцу (по центру) прикладывали сосредоточенное вертикальное усилие 300 Н, что соответствует давлению 60 кПа. На истирающий диск равномерным слоем насыпали первую порцию 20 г шлифзерна 160–200 мкм (ГОСТ 3647-80). После установки образца и нанесения на истирающий диск абразива включали привод круга и производили истирание. Через каждые 30 м пути истирания, пройденного образцами (28 оборотов на истирающем круге типа ЛКИ-2), истирающий диск останавливали. С него удаляли остатки абразивного материала и истертого в порошок бетона и насыпали на него новую порцию абразива и снова включали привод истирающего круга. Указанную операцию повторяли пять раз, что составляет один цикл испытаний (150 м пути испытания). После каждого цикла испытаний образец вынимали из гнезда, поворачивали на 90° в горизонтальной плоскости (вокруг вертикальной оси) и проводили следующие циклы испытаний. Всего проводили 4 цикла испытаний для каждого образца (общий путь истирания равен 600 м).

После четырех циклов испытания образцы вынимали из гнезд, обтирали сухой тканью, взвешивали и по потере массы на 1 см^2 оценивали сопротивление истиранию исследуемых образцов.

Результаты исследований

Проведенные эксперименты показали, что оптимальный состав миксвещающего: П/Ц=0,056, что составляет 5% полиамида и П/Ц=0,026, что составляет 2,5% поливинилхлорида. Именно при таком соотношении наблюдается повышение предела прочности при изгибе полиамид-цементного материала на 47,7%, а поливинилхлорид-цементного на 40% (рисунок 1). Следует отметить, что при содержании в полученном материале 2,5% полиамида наблюдается повышение прочности при сжатии на 2,4% (рисунок 2).

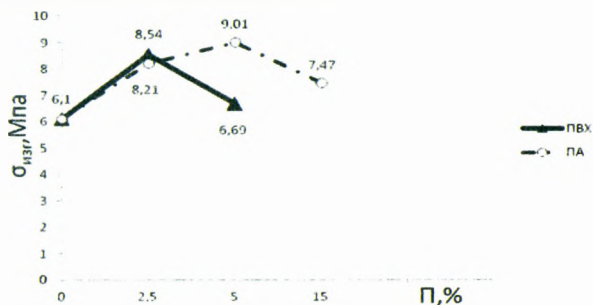


Рисунок 1 – Зависимость предела прочности при изгибе цементно-полиамидных образцов от содержания полимера

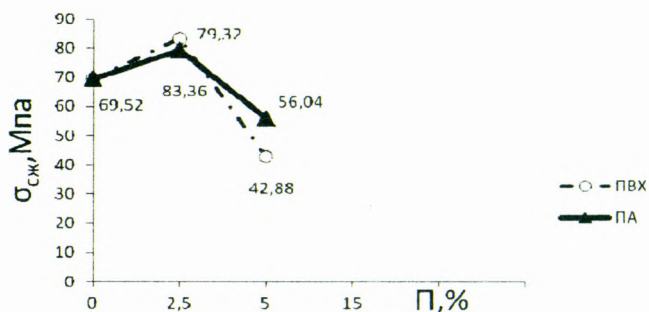


Рисунок 2 – Зависимость предела прочности при сжатии цементно-полиамидных образцов от содержания полимера

Это можно объяснить тем, что полимерное связующее образует упругие прослойки между кристаллическими новообразованиями цементного вяжущего, адсорбируясь на его поверхности и благодаря высоким адгезионным свойствам органического связующего, повышает прочность и деформативность материала при изгибе. При дальнейшем увеличении содержания полимерной составляющей (более 5% ПА и 2,5% ПВХ) наблюдается снижение предела прочности полученных образцов на изгиб, что объясняется ослаблением внутренней структуры минеральной матрицы цементно-полимерных образцов. Полученные результаты подтверждаются также уменьшающимися значениями средней плотности (рисунок 3). Это также можно объяснить тем, что истинная плотность полимеров в 2-3 раза меньше, чем цемента: истинная плотность полиамида 1010–1140 кг/м³, поливинилхлорида 1350–1430 кг/м³, а цемента 3000–3200 кг/м³.

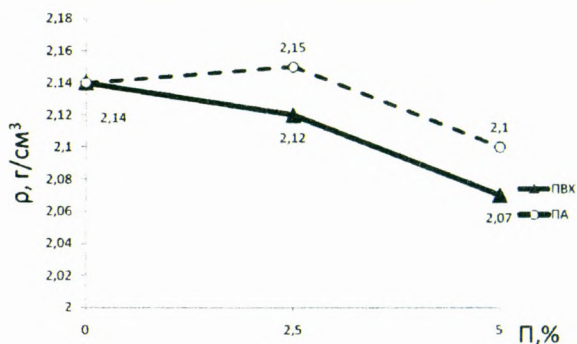


Рисунок 3 – Зависимость средней плотности цементно-полимерных образцов от содержания полимера

При содержании в цементно-полиамидном материале полимера более 2,5% увеличивается их водопоглощение в среднем на 18% вследствие того, что часть воды адсорбируется на частицах органического гидрофильного полиамидного связующего. В отношении ПВХ-цементных образцов при увеличении содержания полимера до 5% наблюдается уменьшение водопоглощения на 57,5%, что можно объяснить гидрофобностью этого полимера (рисунок 4).

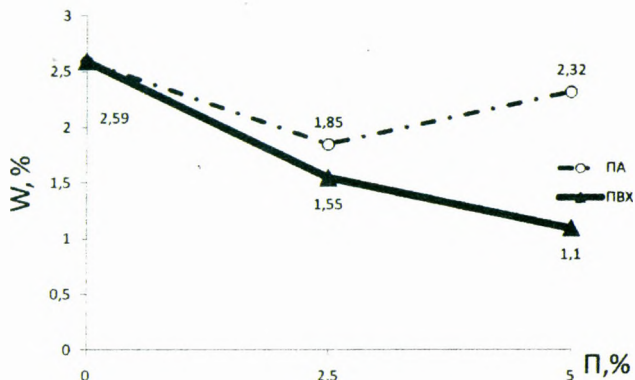


Рисунок 4 – Зависимость водопоглощения цементно-полимерных образцов от содержания полимера

Особенностью цементно-полиамидных материалов является их высокая износостойкость. Сопротивление истиранию возрастает с увеличением содержания в них полимерных добавок. Материал с содержанием вторичного полиамида в количестве 5 % (в пересчете на сухое вещество) массы цемента по износостойкости составляет $0,18 \text{ г/см}^2$, что свидетельствует о достаточно высокой износостойкости разработанного материала и следовательно, возможности применения его в дорожном строительстве.

Таким образом, при сравнении композиционных материалов, модифицированных вторичными ПА и ПВХ, пришли к выводу, что можно получить новые импортозамещающие материалы с повышенной прочностью на изгиб на 40–50%; улучшенными гидрофизическими свойствами и трибологическими характеристиками. Следовательно, оптимальная область применения цементно-полиамидных материалов: для конструкций, работающих на изгиб; для тонкослойных и дорожных покрытий и антифрикционных материалов, а ПВХ-цементные материалы помимо названных областей применения можно использовать для получения адгезивных и гидроизоляционных составов при отделочных и ремонтных работах.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Волженский, А.В. Минеральные вяжущие вещества: учеб. для вузов. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1986. – 464 с.
2. Баженов, Ю.М. Бетонополимеры. – М.: Стройиздат, 1983. – 472 с.
3. Попова, М.Н. Структура и свойства вторичных полиолефинов и поливинилхлорида: дис...д-ра хим. наук: 02.00.04/ М.Н. Попова. – М., 2011. – 380 л.
4. Утилизация и вторичная переработка полимерных материалов: учеб. пособие / А.С. Клинков П.С. Беляев, М.В. Соколов. – Тамбов: Изд-во ФГБОУ ВПО «ТГТУ», 2012. – 80 с.
5. Попова, М.Н. Строительные материалы и изделия на основе вторичного поливинилхлорида: дис...д-ра хим. наук: 05.23.05 / М.Н. Попова. – М., 1988. – 158 л.
6. Попов, К.Н. Полимерные и полимерцементные бетоны, растворы и мастики. – М.: Высш. шк., 1987. – 72 с.
7. Гринин, А.С. Промышленные и бытовые отходы: хранение, утилизация, переработка. – М.: ФАИР-ПРЕСС, 2002. – 336 с.

Давыденко Н.В., Бакатович А.А.

ИССЛЕДОВАНИЕ ФАКТОРОВ, ВЛИЯЮЩИХ НА ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА КОСТРОСОЛОМЕННЫХ ТЕПЛОИЗОЛЯЦИОННЫХ ПЛИТ

Ежегодно образующиеся многотоннажные отходы растениеводства в виде соломы злаковых культур, костры льна и отсутствие технологий, позволяющих в полном объеме с наибольшим эффектом использовать получаемые сырьевые ресурсы, указывают на необходимость нахождения рационального решения по утилизации соломы и костры.

Анализ экспериментальных работ в странах Европы и России по исследованию теплоизоляционных материалов подтверждает перспективность и актуальность применения различных растительных отходов в качестве наполнителей для производства теплоизоляционных материалов с достижением максимального экономического эффекта при обеспечении экологической безопасности для окружающей среды и человека.

На начальном этапе исследований установлено, что композитный наполнитель, состоящий из смеси рубленой ржаной соломы и костры льна позволяет существенно улучшить физико-механические характеристики теплоизоляционного материала по отношению к утеплителям, содержащим в качестве наполнителя только солому или костру льна. Определено, что оптимальный размер крупного наполнителя соломы составляет 20-40 мм, а мелкого наполнителя – костры льна – равен 5 мм [1].

В качестве вяжущего использовали жидкое стекло. Применение жидкого стекла, например, в отличие от латекса или дисперсии ПВА, существенно повышает огнестойкость материалов [2], это положительное свойство вяжущего будет проявляться и для утеплителя из горючих наполнителей на основе дробленой соломы и костры льна.

По результатам предварительных исследований определено, что основными факторами оказывающими наибольшее влияние на физико-механические характеристики теплоизоляционных костросоломенных плит являются расход вяжущего, расход мелкого и крупного наполнителя, давление формования.

С целью установления степени влияния количества вводимого вяжущего, расходов соломы и костры льна, а также давления формования на физико-механические свойства теплоизоляционного костросоломенного материала реализован 3-факторный эксперимент по плану Бокса ($n_0=1$).

Обработка опытных данных выполнена методом регрессионного анализа с применением программы «Statistica». Произведенная проверка значимости найденных коэффициентов регрессии с учетом критерия Стьюдента [3] позволила получить полиномиальные модели средней плотности, прочности на сжатие при 10% деформации, прочности при изгибе и коэффициента теплопроводности костросоломенных плит в кодированных переменных.

Факторы и интервалы варьирования представлены в таблице 1.

Таблица 1 – Уровни и интервалы варьирования факторов

Наименование фактора	Единицы измерения	Обозначения в кодированных переменных	Уровни факторов			Интервалы варьирования факторов
			-1	0	+1	
Расход вяжущего	масс. доля	X_1	1	1,4	1,8	0,4
Количество соломы в общем расходе заполнителя	масс. доля	X_2	0,3	0,6	0,9	0,3
Давление формования	$\times 10^{-1}$ МПа	X_3	0,1	0,3	0,5	0,1

Ниже приведены полученные полиномиальные модели для выходных величин:

– средней плотности

$$Y_1 = 245,33 + 20,3 \cdot X_1 + 35,2 \cdot X_3; \quad (1)$$

– прочности на сжатие при 10 % деформации

$$Y_2 = 0,278 + 0,083 \cdot X_1 - 0,049 \cdot X_2 + 0,13 \cdot X_3 - 0,241 \cdot X_2^2; \quad (2)$$

– прочности при изгибе

$$Y_3 = 1,154 + 0,08 \cdot X_1 + 0,041 \cdot X_2 + 0,129 \cdot X_3 - 0,317 \cdot X_2^2; \quad (3)$$

– коэффициента теплопроводности

$$Y_4 = 0,0508 + 0,0033 \cdot X_1 + 0,0022 \cdot X_2 + 0,0091 \cdot X_1^2. \quad (4)$$

Для анализа полученных моделей построены однофакторные графики влияния изменения переменных на свойства материала при нулевых значениях остальных факторов и нулевом значении свободного члена уравнения (рисунки 1 – 4).

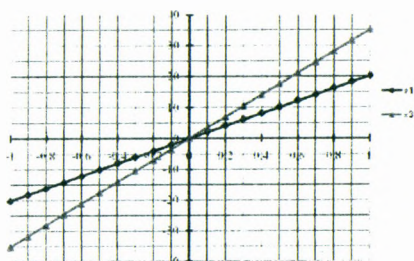


Рисунок 1 – Влияние изменения факторов на среднюю плотность

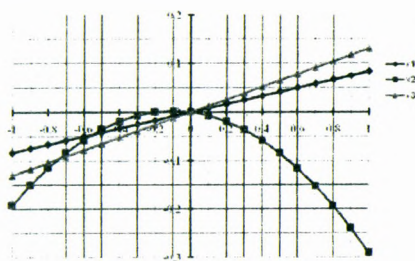


Рисунок 2 – Влияние изменения факторов на прочность на сжатие при 10% деформации

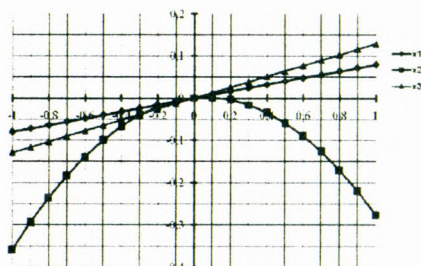


Рисунок 3 – Влияние изменения факторов на прочность при изгибе

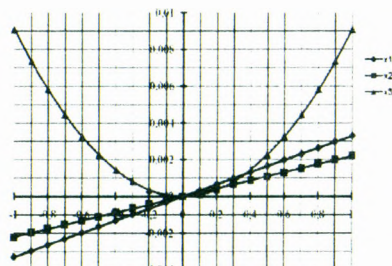


Рисунок 4 – Влияние изменения факторов на коэффициент теплопроводности

Из анализа графика влияния переменных на величину средней плотности (рисунок 1) следует, что с увеличением входных параметров X_1 и X_3 плотность образцов увеличивается по линейному закону. Наибольшее влияние факторов наблюдается при граничных условиях. При этом, расход вяжущего (фактор X_1) оказывает наименьшее влияние на показатель плотности, а давление формования (фактор X_3) – наибольшее.

Анализ графиков влияния изменения переменных на показатели прочности на сжатие при 10 % деформации и прочности при изгибе (рисунки 2, 3) показал, что увеличение доли вяжущего и давления формования приводит к увеличению прочности образцов. Фактор X_2 оказывает отрицательное влияние на изменение прочности. Однако, существует оптимальная область вблизи «нулевого» значения фактора, где отрицательное влияние наименьшее. При этом наибольшее отрицательное влияние на прочностные свойства материала фактор X_2 оказывает при своих граничных значениях.

Анализируя график влияния входных переменных на показатель теплопроводности материала (рисунок 4), можно сделать вывод, что увеличение расхода вяжущего, количества соломы в общем расходе заполнителя и давления формования приводит к увеличению коэффициента теплопроводности. Увеличение факторов X_1 и X_2 приводит к линейному увеличению коэффициента теплопроводности. Причем давление формования (фактор X_3) оказывает наибольшее влияние из всех трех факторов на увеличение выходного параметра. Коэффициент теплопроводности изменяется по параболическому закону в зависимости от величины давления формования. В диапазоне изменения фактора от -1 до 0 величина теплопроводности уменьшается, а в диапазоне от 0 до +1 значение теплопроводности увеличивается. С точки зрения снижения коэффициента теплопроводности материала, оптимальной величиной давления формования является диапазон от -0,2 до +0,2 изменения фактора.

Совместный анализ полученных графиков позволил выявить следующие зависимости. Увеличение расхода вяжущего приводит к увеличению прочностных характеристик, средней плотности и теплопроводности материала. С увеличением давления формования наблюдается увеличение прочностных показателей и плотности образцов. При влиянии давления формования коэффициент теплопроводности изменяется по параболической кривой с экстремумом в «нулевой» точке.

Увеличение фактора X_2 приводит к уменьшению прочностных характеристик материала по параболической зависимости с экстремумом в «нулевой» точке.

Влияние количества соломы в общем расходе заполнителя на коэффициент теплопроводности изменяется по линейной зависимости.

Введение большого количества крупного заполнителя – ржаной соломы является причиной формирования рыхлой структуры со значительным количеством незаполненных пустот и отсутствия связанного каркаса из мелкого заполнителя – костры льна, что приводит к снижению прочностных показателей теплоизоляционного материала.

В тоже время, малое количество ржаной соломы не позволяет получить связный и прочный каркас из крупного заполнителя. Трубки соломы, либо располагаются отдельно друг от друга находясь в структуре каркаса из мелкого заполнителя, либо имеют малое количество точек соприкосновения и, следовательно, небольшую площадь контакта друг с другом. При крайних значениях расходов соломы и костры льна не обеспечивается одновременное формирование жестких каркасов из крупного и мелкого заполнителей для получения оптимальной структуры «каркас в каркасе». Оптимальное соотношение расхода крупного и мелкого заполнителей позволяет получить структуру из двух полноценных сформированных взаимопроникающих каркасов – ржаной соломы и костры льна. Каркас из мелкого заполнителя занимает пространство существующих сообщающихся пустот в каркасе крупного заполнителя. Таким образом, происходит формирование жесткой структуры с более высокими прочностными характеристиками.

Соотношение ржаной соломы и костры льна в смеси заполнителя оказывает значительное влияние на теплоизолирующую способность материала. При высоком расходе крупного заполнителя имеется достаточно большое количество сообщающихся пустот между трубками соломы, не заполненных или частично заполненных мелким заполнителем – кострой льна. В результате происходит формирование и свободное перемещение воздушных потоков в структуре материала, что приводит к повышению коэффициента теплопроводности и снижению термического сопротивления.

Повышение коэффициента теплопроводности материала при малом расходе крупного заполнителя, несмотря на отсутствие сообщающихся пустот в структуре, обусловлено преобладанием мелкого заполнителя, имеющего более высокий коэффициент теплопроводности по сравнению с крупным заполнителем, что объясняется наличием менее эффективной структуры у костры льна по сравнению со ржаной соломой и подтверждается микроскопическими исследованиями. Оптимальное заполнение пространства между трубками соломы кострой льна позволяет формировать структуру «каркас в каркасе» с минимальным количеством мелких не сообщающихся пустот и предотвращает возможность свободного перемещения воздушных потоков в материале.

Формование теплоизоляционного материала при низком давлении является причиной формирования неплотной рыхлой структуры. В такой структуре трубки соломы и костра льна неплотно прилегают друг к другу, что способствует образованию сообщающихся пустот в структуре материала, обуславливающих повышение теплопроводности материала.

Высокое давление формования вызывает деформацию трубок крупного заполнителя. Избыточное давление приводит к смятию ячеистой структуры капилляров соломы и костры льна. В результате происходит уплотнение структуры трубок соломы, при этом часть замкнутых ячеек капилляров в заполнителе полностью разрушается, а в оставшихся поврежденных ячейках нарушается

герметичность и геометрия. Таким образом, увеличение давления формования позволяет получать структуру, обеспечивающую отсутствие пустот в материале, но в то же время разрушает структуру трубок соломы, что и объясняет повышение теплопроводности композита.

Следует отметить, что повышение давления формования вызывает деформации трубок каркаса из соломы вплоть до полного смятия и формирование пластин ломаного очертания. Каркас из соломы, состоящий из деформированных трубок, полностью или частично смятых, приводит к снижению жесткости и прочности структуры «каркас в каркасе» в целом.

Давление формования при низких значениях не позволяет формировать жесткую структуру с высокой прочностью при сжатии и изгибе по причине недостаточного плотного прилегания трубок крупного заполнителя к частицам мелкого заполнителя. Формирующаяся в таких условиях структурная система «каркас в каркасе» имеет достаточно низкую плотность и характеризуется рыхлой структурой с наличием значительного количества пустот. Правильно подобранное давление формования обеспечивает максимальное заполнение объема соломой и кострой при условии формирования структуры «каркас в каркасе» с минимальным количеством мелких пустот и отсутствием деформаций трубок соломы, что и позволяет достичь наилучших теплотехнических показателей.

С целью установления возможных факторов, также обуславливающих в значительной степени физико-механические характеристики теплоизоляционных костросоломенных плит, исследована микроструктура соломы ржи и льна с применением электронной микроскопии. В процессе изучения получены изображения поперечных срезов высушенных стеблей соломы ржи и льна (рисунки 5, 6).

По форме стебли ржи представляют собой пустотелый цилиндр с диаметром внутренней полости, значительно превышающим толщину стенки. Стенка стебля ржи представляет собой густую сеть продольных капилляров с круглой, овальной, гексагональной и неопределенной формой поперечного сечения (рисунок 5).

Площадь пустот на поперечном сечении стебля ржи можно оценить как значительно превышающую площадь межкапиллярного пространства.

Изучение поперечного среза образцов соломы позволило установить две четко различимые структурные области строения капилляров стебля. Внутренняя область с поперечным размером капилляров 40-90 мкм разделенных тонкими прозрачными перегородками толщиной менее 0,5 мкм составляет 50-60% от всего объема структуры стенки стебля и напоминает по строению пчелиные соты.

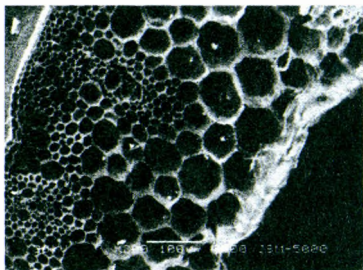


Рисунок 5 – Фрагмент поперечного среза стебля озимой ржи при увеличении 200 крат

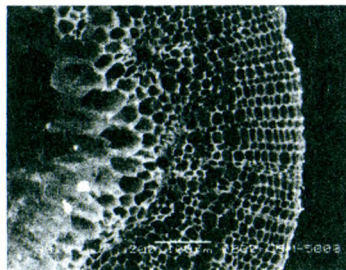


Рисунок 6 – Фрагмент поперечного среза стебля льна при увеличении 200 крат

В поперечном сечении внешняя область представлена капиллярами размером 5-40 мкм с перегородками толщиной около 1-3 мкм и занимает объем равный 40-50 %. Стебель соломы, как с внешней, так и с внутренней стороны, имеет оболочки, защищающие внешнюю и внутреннюю структурные области от повреждений и разрушения.

В случае формирования плит из одной соломы стенки стеблей ржи подвергаются значительным деформациям, приводящим к разрушению капиллярной структуры цилиндра стебля ржи. В результате деформации стебля образуются разрывы структуры во внешней области и происходит смятие капилляров внутренней области, о чем свидетельствуют результаты электронной микроскопии, приведенной на рисунке 7.

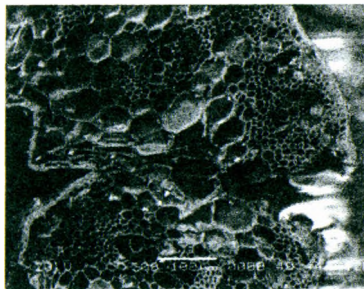


Рисунок 7 – Фрагмент поперечного среза деформированного стебля озимой ржи при увеличении 200 крат

Полученные повреждения стеблей соломы в процессе формовки соломенных плит оказывают существенное влияние на снижение физико-механических характеристик утеплителя.

Полученные данные свидетельствуют о том, что наибольшее влияние на теплоизоляционные свойства ржаной соломы оказывает эффективное ячеистое строение капилляров внутренней области стебля близкое по строению со структурой пенополистирола, имеющего ячейки размером 80-150 мкм с толщиной перегородок 1-2 мкм [4].

Микроскопические исследования поперечного среза стебля льна (рисунок 6) позволили установить наличие капиллярной структуры аналогичной строению стебля ржи, однако при этом имеющей свои особенности.

Внутренняя капиллярная область составляет около 15-20 % от общего объема структуры стебля льна. При этом отсутствует внутренняя защитная оболочка в стебле льна. В поперечном сечении капилляры размером 30-70 мкм имеют такую же форму, как у ржаной соломы.

Следует отметить, что в процессе технологической операции по отделению волокна происходит разрушение стенки стебля льна на отдельные фрагменты, в результате чего получают костру льна. На данном технологическом этапе производства внутренняя область стенки стебля практически полностью разрушается, а перегородки сохранившейся части капилляров значительно повреждаются при деформациях. В результате структура костры льна состоит в основном из внешней области стенки льняного стебля, представляющей из себя параллельно расположенные капилляры размером 5-30 мкм с поперечными перегородками толщиной 1-2 мкм. Во внешней области стебля капилляры имеют

близкую к квадратной или прямоугольной форму поперечного сечения и наблюдается достаточно четко ориентированный структурный каркас из продольных перегородок, обусловленный последовательным расположением капилляров от внутренней области к внешней оболочке.

Технологический процесс образования костры льна не позволяет получать мелкий наполнитель для теплоизоляционного материала с сохраненной капиллярной структурой внутренней области стебля, что несколько снижает теплотехнические показатели костры льна по сравнению со стеблями тресты льна.

В процессе изучения изображений срезов отмечается, что перегородки капилляров внешней области стебля, как ржи, так и льна по толщине в 4-6 раз превышают толщину перегородок капилляров внутренней области. Анализируя строение капилляров поперечных сечений стеблей ржи и льна, правильным будет считать, что прочностные характеристики ржаной соломы и костры льна достигаются за счет формируемой в процессе роста капиллярной структуры внешних областей стеблей.

Выполненный комплекс экспериментальных исследований позволил установить границы варьирования факторов, обеспечивающие наилучшие физико-механические характеристики костросоломенных плит. В таблице 2 приведены показатели давления формования в зависимости от расхода жидкого стекла, соотношения соломы и костры льна в смеси наполнителя, позволяющие получить костросоломенные плиты со следующими характеристиками: плотность 220-250 кг/м³, прочность на сжатие при 10% деформации 0,65-0,8 МПа, прочность при изгибе 1-1,2 МПа, коэффициент теплопроводности 0,046-0,055 Вт/(м·°С).

Таблица 2 – Показатели давления формования при заданных расходах вяжущего и соотношениях соломы и костры льна в смеси наполнителя

Расход вяжущего (жидкого стекла), масс. доля	Давление формования, МПа, при соотношении соломы и костры льна в смеси наполнителя		
	7:3	6:4	1:1
1,0	0,04	0,04	0,04
1,1	0,04	0,04	0,04
1,2	0,03	0,03	0,03
1,3	0,03	0,03	0,03
1,4	0,03	0,03	0,03
1,5	0,03	0,03	0,03
1,6	0,02	0,02	0,02
1,7	0,02	0,02	0,02

По данным таблицы 2 можно сделать вывод о том, что для обеспечения оптимальных показателей теплоизоляционного материала при увеличении расхода вяжущего, независимо от соотношения соломы и костры льна в смеси наполнителя требуется уменьшать давление формования с 0,04 до 0,02 МПа. При низких расходах вяжущего соответствующего 1-1,1 масс. долям и соотношениям соломы и костры льна в смеси наполнителя равным 7:3, 6:4, 1:1 необходимо обеспечить более высокое давление формования равное 0,04 МПа. С увеличением расхода вяжущего в пределах до 1,7 масс. долей требуемое давление формования составляет 0,02-0,03 МПа и данный показатель смещается в сторону уменьшения для всех значений соотношений соломы и костры льна.

Установленные в результате комплексных исследований границы варьирования позволили определить, что необходимыми условиями для получения композиционного теплоизоляционного материала с высокими физико-механическими

характеристиками являются: соотношение соломы и костры льна в смеси заполнителя 7:3, 6:4, 1:1, расход вяжущего 1-1,7 масс. долей, давление формования 0,02-0,04 МПа. Варьирование факторов в указанных пределах позволяет сохранить капиллярную структуру соломы с минимальными повреждениями, особенно тонкостенных ячеек капилляров внутренней области стебля в процессе формовки изделий, что и делает возможным получение костросоломенных плит с высокими прочностными и теплотехническими характеристиками.

На сегодняшний день проведены натурные испытания теплоизоляционных соломенных и костросоломенных плит в ограждающих конструкциях жилых домов: колодезной кладке стен, чердачных перекрытиях, вентфасадах. В процессе натурных исследований определены теплофизические параметры теплоизоляционных плит подтверждающие возможность их применения в качестве эффективного экологически безопасного утеплителя при длительных условиях эксплуатации зданий [5].

По результатам исследований разработаны и зарегистрированы технические условия ТУ ВУ 300220696.060 – 2011 «Плиты костросоломенные строительные теплоизоляционные». На протяжении двух последних лет произведенные опытные партии теплоизоляционных плит проходят успешную апробацию в ограждающих конструкциях на двух эксплуатируемых жилых объектах.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Давыденко, Н.В. Отходы сельскохозяйственной переработки в производстве теплоизоляционных материалов / Н.В. Давыденко, А.А. Бакатович // Вестн. Полоцк. гос. ун-та. – Сер. Ф. Строительство. Прикладные науки. – 2009. – № 6. – С. 55–60.
2. Бабушкина, М.И. Жидкое стекло в строительстве / М.И. Бабушкина. – Кишинев: Изд. Картя Молдовеняскэ. – 1971. – 215 с.
3. Вознесенский, В.А. Статистические методы планирования эксперимента в технико-экономических исследованиях / В.А. Вознесенский. – М.: Финансы и статистика, 1981. – 263 с.
4. Коканин, С.В. Исследование долговечности теплоизоляционных материалов на основе пенополистирола: дис. ... канд. техн. наук. 05.23.05 / С.В. Коканин. – Иваново, 2011. – 170 с.
5. Давыденко, Н.В. Опытная эксплуатация теплоизоляционных костросоломенных плит в конструкциях индивидуального жилого дома / Н.В. Давыденко, А.А. Бакатович // Методология и принципы ценообразования в строительстве. Инновационные технологии в строительной отрасли и их внедрение: материалы I междунар. научно-практич. конф., Минск, 23-24 мая 2013 г. / РУП Республ. научн.-техн. центр по ценообраз. в строит.; ред. кол. Г.А. Пурс [и др.]. – Минск, 2013. – С. 113–118.

УДК 691.327.333:666.9.015.7

Драгель А.А.

К ВОПРОСУ О ВЛИЯНИИ ДИСПЕРСНО-АРМИРУЮЩЕЙ ДОБАВКИ НА СВОЙСТВА ПЕНОБЕТОНА

Развитие малоэтажного и индивидуального строительства как одного из основных направлений в работе по увеличению жилого фонда требует разработки и организации производства эффективных строительных материалов, сочетающих в себе высокие технические и экономические показатели.

При использовании многих традиционных материалов и однородных конструкций из них выполнить требования к приведенному сопровитвлению теплотеплопередаче ограждающих конструкций, увеличенные по сравнению с ранее действовавшими нормативами, сложно, поскольку толщина стен по теплотехниче-

скому расчету получается неразумно большой. Применение однослойных ограждающих конструкций, выполненных из кирпича, дерева и бетонных блоков, не обеспечивает экономичность строительства, приводит к значительному утолщению стен и увеличению веса зданий [1].

С другой стороны, переход на многослойные конструкции с использованием пенополистирола, минеральной ваты и других теплоизоляционных материалов не всегда оправдан из-за того, что планируемый срок службы зданий, возводимых с их применением, значительно превышает фактический срок нормальной эксплуатации этих материалов. Расширение использования таких конструкций сдерживается также их недостаточной огнестойкостью, вредным экологическим воздействием на человека и рядом других факторов.

В сложившейся ситуации оптимальным решением проблемы повышения теплозащитных свойств ограждающих конструкций зданий и снижения стоимости их возведения может стать использование для их производства теплоизоляционного ячеистого бетона [2-6]. Этот материал выгодно отличается своими характеристиками от многих традиционных теплоизоляционных материалов, широко представленных на строительном рынке каменными и стеклянными ватами, полистиролами и полистиролбетонами, пеноизолами, вспененным стеклом. Изделия из него хорошо адаптированы к сложным климатическим и экономическим условиям РФ и имеют ряд важных достоинств: низкие значения теплопроводности, плотности, водопоглощения, повышенную стойкость к высоким температурам, хорошую обрабатываемость, высокую долговечность, экологичность.

В научной литературе последних лет приводится информация о получении пенобетона плотностью ниже 200 кг/м^3 , но серийного производства такого материала в отечественной стройиндустрии нет [7]. Это объясняется тем, что его промышленный выпуск сопряжен с рядом трудностей: применяемое оборудование недостаточно надежно, полученный материал неоднороден по плотности и прочности. Часто заформованные изделия дают усадку прямо в формах, что свидетельствует о низкой стабильности получаемой пеноцементной системы. Поэтому изготовление эффективного теплоизоляционного материала низкой плотности ($200...400 \text{ кг/м}^3$) и теплопроводности остается одной из основных задач в производстве пенобетона.

Качество пенобетона в большей мере зависит не только от вида и расхода исходных компонентов, но и от способа его получения. В настоящее время существует большой выбор решений в технологии производства пенобетона, в том числе:

- традиционная технология, основанная на перемешивании исходного раствора с пеной заданной кратности;
- баротехнология, связанная с приготовлением пеномассы под давлением;
- технология, предусматривающая воздушное вовлечение при турбулентно-кавитационном способе перемешивания компонентов;
- технология, основанная на способе сухой минерализации пены.

Совмещение технологических операций перемешивания, транспортирования и формирования пор существенно влияет на свойства конечного продукта и позволяет получать заданную плотность и теплопроводность пенобетона. Прогрессивная технология и современное оборудование позволяют производить пенобетон плотностью от 400 до 1200 кг/м^3 , твердеющий при атмосферном давлении. В процессе формовки для ускорения твердения пенобетонов иногда применяют пропарку при атмосферном давлении, электропрогрев, быстротвердеющие цементы или химические добавки-ускорители.

Для повышения стабильности пенно-цементной смеси, а следовательно, однородности и прочности пенобетона, также используют различные дисперсно-армирующие добавки. Номенклатура искусственных волокон весьма обширна: от чрезвычайно дефицитных, например из карбида или нитрида кремния, бора, углерода, сапфира, вольфрама, до сравнительно доступных для применения в массовом строительстве – стальных, стеклянных, базальтовых, полимерных. В качестве армирующих элементов для бетонов могут использоваться и природные волокна: древесные (целлюлозные), сизалевые, бамбуковые, тростниковые, джутовые, кокосовые [8] и др. Однако в конструкционном отношении они уступают искусственным волокнам. В то же время сцепление цементного камня с поверхностью природных волокон значительно выше, что в некоторой степени компенсирует более низкую прочность природных волокон. Также использование водопроводящего природного волокна позволяет более эффективно выводить воду из массива пенобетона и, следовательно, сокращает время набора им отпускной и равновесной влажности. Данный тезис экспериментально подтвержден в Полоцком государственном университете.

В качестве дисперсно-армирующей добавки предложено использование древесной шерсти, применяемой для производства древесноволокнистых плит, и волокон целлюлозы, получаемых путем диспергирования в водной среде макулатуры (рис. 1).

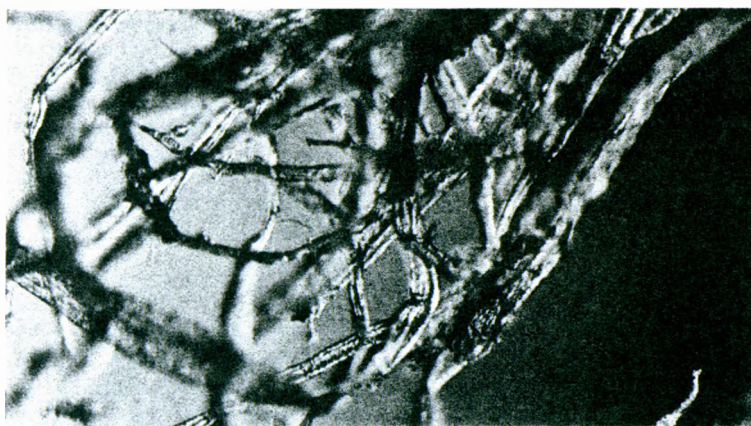


Рисунок 1 – Фрагмент волокна целлюлозы при пятидесяти кратном увеличении

Формование первой серии образцов и исследование их физико-механических характеристик проводилось с использованием сырьевой смеси, содержащей 1500 г. цемента марки М400 Д0, 750 мл воды, 150 мл водного раствора пенообразователя ПБ-2000 рабочей концентрации 3% (контрольные образцы). Количество вводимых в смесь дисперсно-армирующих волокон целлюлозы (в сухом состоянии) составило 1 процент от массы вяжущего (для образцов с ДАД).

Твердение образцов осуществлялось в пропарочной камере при заданном режиме твердения. После распалубки образцы высушивались до постоянной массы.

На следующем этапе были определены средние значения плотности и прочности образцов из пенобетона. Результаты выполненных экспериментов представлены в таблице 1.

Таблица 1 – Значения средней плотности и прочности образцов

Наименование показателей	Процент армирования дисперсными волокнами, %	
	0	1
ρ , кг/м ³	425,54	453,98
σ , МПа	0,59	0,72

Полученные данные свидетельствуют о том, что плотность ячеистого бетона, полученного с применением дисперсного армирования, мало отличается от плотности контрольного образца и незначительно возрастает с увеличением количества вводимого дисперсно-армирующего волокна.

Прочность образцов возрастает, по мере увеличения количества вводимого дисперсно-армирующего волокна до определенного предела (в данном опыте до 1% от массы вяжущего). При количестве волокон 1% от массы вяжущего прочность образцов возросла на 18%.

Формование второй серии образцов и исследование их физико-механических характеристик проводилось с использованием сырьевой смеси, содержащей 1500 г цемента марки М500 Д0, 750 мл воды, 150 мл водного раствора пенообразователя ПБ-2000, рабочей концентрации 3% (контрольные образцы). Количество вводимых в смесь дисперсно-армирующих волокон целлюлозы (в сухом состоянии) составило 1 процент от массы вяжущего (для образцов с ДАД).

Твердение образцов осуществлялось в пропарочной камере при заданном режиме твердения.

После распалубки образцы высушивались до постоянной массы.

На следующем этапе были определены средние значения плотности и прочности образцов из пенобетона. Результаты выполненных экспериментов представлены в таблице 2.

Таблица 2 – Значения средней плотности и прочности образцов

Наименование показателей	Процент армирования дисперсными волокнами, %	
	0	1
ρ , кг/м ³	474,35	463,15
σ , МПа	1,54	1,12

По данным таблиц 1 и 2 построены гистограммы – рисунок 2.

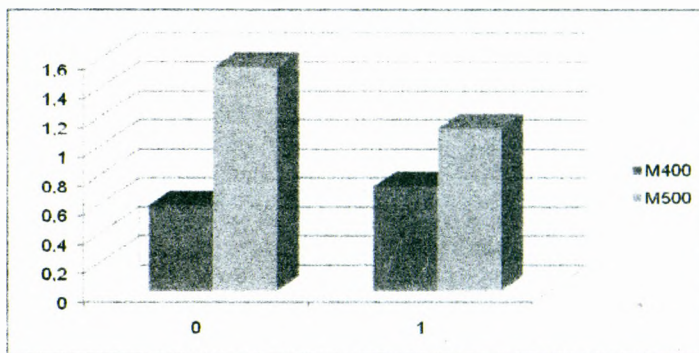


Рисунок 2 – Прочность пенобетона, при марках цемента М500 и М400

При марке цемента М500 Д0 прочность образцов, как с дисперсным армированием, так и без, возросла значительно, для образцов без ДАД – на 179%, для образцов с ДАД – на 56%, при этом следует отметить, что добавление волокон целлюлозы в данном случае носит отрицательный характер и привело к снижению прочности пенобетона на 27%. Таким образом применение ДАД волокон целлюлозы при марке цемента М500Д0 нецелесообразно при плотности пенобетона D 450 и выше.

Изучение кинетики набора прочности пенобетоном проводится на серии образцов-кубов с размером ребра 10 см. В качестве вяжущего используется Кричевский портландцемент М500Д0. Сравнительные исследования проводились на серии образцов с добавкой волокон целлюлозы, с добавкой волокон древесины и без добавки.

Составы пенобетонных смесей представлены в таблице 3 и 4, результаты испытаний отображены в виде гистограмм (рис. 3, 4).

Таблица 3 – Составы пенобетона плотностью Д450, модифицированного добавками

№ состава	Цемент М500 Д0 (кг/м ³)	ПБ-2000 (кг/м ³)	Вода (кг/м ³)	Вид добавки	Кол-во добавки, %
1	1500	150	750	–	–
2	1500	150	750	целлюлоза	1
3	1500	150	750	древесная шерсть	1



Рисунок 3 – Кинетика набора прочности пенобетона плотностью Д450, при марке цемента М500

Таблица 4 – Составы пенобетона плотностью Д300, модифицированного добавками

№ состава	Цемент (кг/м ³)	ПБ-2000 (кг/м ³)	Вода (кг/м ³)	Вид добавки	Кол-во добавки, %
1	1000	150	500	–	–
2	1000	150	500	древесная шерсть	1
3	1000	150	500	целлюлоза	1

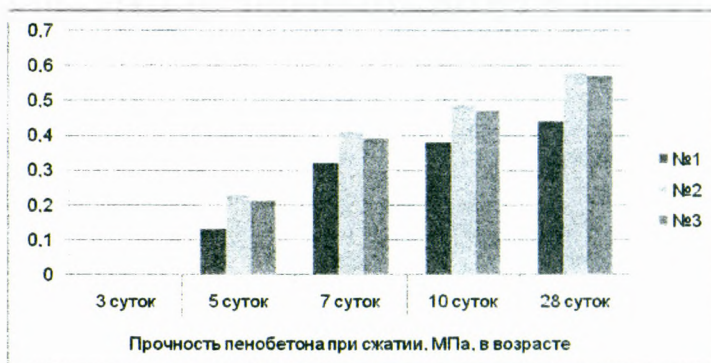


Рисунок 4 – Кинетика набора прочности пенобетона плотностью Д300, при марке цемента М500

Таким образом, использование ДАД обеспечивает более высокую прочность пенобетона на ранней стадии твердения, а при плотности Д300 позволяет увеличить прочность на 32%.

В условиях рыночной экономики большое значение имеет степень готовности блоков для их продажи после изготовления. Одним из главных показателей в этом случае является отпускная влажность. Для пенобетона она составляет 25 % по массе. Чем раньше будет достигнуто значение отпускной влажности, тем меньше будет затрат у производителя по хранению блоков на складе и тем ниже, соответственно, себестоимость блоков.

Для испытаний изготавливаются образцы-кубы с размером ребра 10 см из пенобетона с добавкой волокон целлюлозы (образец 1); из пенобетона с добавкой древесных волокон (образец 2); и из пенобетона без добавки (образец 3).

Образцы высушиваются до постоянной массы и погружаются в воду на 24 часа, а затем производится их сушка при температуре 20 °С и влажности воздуха 60 %.

Таблица 5 – Результаты исследования кинетики сушки пенобетона в естественных условиях

№ образца	Влажность образца, %, через, сут.								
	0	2	4	6	8	10	12	14	16
1	0	80,0	69,8	53,2	38,7	31,7	27,4	23,7	21,5
2	0	80,0	71,7	54,4	40,1	33,2	28,9	24,5	22,3
3	0	75	71,3	55,4	42,2	35,1	31,2	27,8	25,4

Образцы 1 и 2 достигли отпускной влажности на 4 суток быстрее образца 3 (без ДАД), за 14 суток.

Снижение теплопроводности за счет уменьшения плотности при сохранении заданной прочности является приоритетной задачей в современном производстве пенобетона. Для решения данной задачи необходимо создание оптимального технологического режима, а также комплексное использование добавок, в том числе и дисперсно-армирующих.

Пенобетон с дисперсным армированием, при марке цемента М400, имеет более равномерную структуру, причем обеспечивается увеличение средней прочности образцов на 18% (для пенобетона класса D450), при марке цемента М500 армирующий эффект исчезает и происходит снижение прочности. При сниже-

нии средней плотности материала до класса Д300и марке цемента М500 армирующая добавка увеличивает прочность образцов.

Определена скорость достижения равновесной влажности пенобетоном с дисперсным армированием и без армирования. Несмотря на более высокую начальную влажность, образцы с дисперсным армированием высыхали до постоянной массы быстрее, чем контрольные образцы. Таким образом, дисперсное армирование пенобетона волокнами целлюлозы не только повышает его прочность на сжатие, но и уменьшает время достижения им равновесной влажности. Следовательно, использование разработанных составов пенобетона с дисперсным армированием волокнами целлюлозы позволит сократить время достижения изделиями отпускной влажности и позволит обеспечить низкие показатели адсорбционной влажности стен в процессе эксплуатации.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Казаков, Ю.Н. Малоэтажные градостроительные комплексы с энергосберегающими строительными системами и ячеистыми бетонами / Ю.Н. Казаков // Ячеистые бетоны в современном строительстве: сб. докладов междунар. науч.-практ. конф. – СПб., 2004. – С. 29-33.
2. Вылегагин, В.П. Стены здания в несъемной опалубке из теплоизоляционного пенобетона / В.П. Вылегагин, В.А. Пинскер // Ячеистые бетоны в современном строительстве: сб. докладов, междунар. науч.-практ. конф. – СПб., 2004. – С. 6-9.
3. Пинскер, В.А. Состояние и проблемы производства и применения ячеистых бетонов / В.А. Пинскер // Ячеистые бетоны в современном строительстве: сб. докладов, междунар. науч.-практ. конф. – СПб., 2004. – С. 1-5.
4. Кондратьев, В.В. Структурно-технологические основы получения «сверхлегкого» пенобетона: автореферат дис. ... канд. техн. наук / В.В. Кондратьев. – Казань, 2003. – 22 с.
5. Курнышев, Р.А. Особо легкий поробетон: автореферат дис. ... канд. техн. наук. – М., 2004 – 23 с.
6. Елистраткин, М.Ю. Ячеистый бетон на основе ВНВ с использованием отходов КМА: автореферат дис. ... канд. техн. наук / М.Ю. Елистраткин. – Белгород, 2004 – 22 с.
7. Удачкин, И.Б. Теплосберегающие стеновые материалы на основе неавтоклавных ячеистых бетонов / И.Б. Удачкин, В.И. Удачкин // Вестник БГТУ им. В.Г.Шухова. – 2003. – № 4. – С. 14–25.
8. Композиция для изготовления дисперсно-армированного пенобетона, МКП С 04 В 38/10 / Б.М. Румянцев, В.Т. Нгуен, Н.Т. Нгуен; Московский государственный строительный университет. – № 2235082; заявл. 31.03.2003; опубл. 27.08.2004 // Открытия. Изобретения. – 2004.
9. Махамбетова, У.К. Современные пенобетоны / У.К. Махамбетова, Т.К. Солтанбеков, З.А. Естемесов – СПб.: ГУПС, 1999. – 161 с.

УДК 692.232.7

Дубатовка А.И., Твердохлебов Р.В.

ОПЫТ ПРИМЕНЕНИЯ ЛЕГКИХ СТЕНОВЫХ ПАНЕЛЕЙ В МНОГОЭТАЖНОМ ЖИЛИЩНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Общим трендом в мировом развитии ж/б индустрии является развитие гибкости производителя под нужды заказчика и возможности использования изделий из сборного железобетона для строительства зданий свободной планировки в кратчайшие сроки с гарантированно высоким качеством ж/б изделия.

Конструкция сборного каркаса обеспечивает ускорение сроков возведения объектов за счёт заводского изготовления элементов и значительного упрощения технологии монтажа конструкции. Применение современных технологий

изготовления сборного железобетона, в том числе предварительно напряженного, позволяет снизить трудозатраты, материалоемкость и энергоемкость строительства. Заводская технология изготовления конструкций на всех этапах обеспечивает контроль качества изделий.

Для повышения технологичности возведения каркасных и панельных зданий, сокращения сроков и энергоёмкости строительства в мире всё шире используются технологии легких ограждающих конструкций.

Ввиду отсутствия отечественных технологий легких ограждающих конструкций, на начальной стадии разработки активно исследовался опыт ближайших к нам по климату европейских стран, в частности Финляндии, Украины, России.

В Европе легкие ограждающие конструкции используются в основном в технологиях "быстрого" коттеджного строительства и популярны в североевропейских странах. Например, в Финляндии на долю каркасного домостроения приходится 75%, а в Швеции на них приходится до 90% новых коттеджей. Применение металлического каркаса в этих конструкциях позволило повысить их качество изготовления и решить вопросы пожарной безопасности, что открыло возможность использования таких изделий в качестве наружных стен многоэтажных зданий. Поэтому сейчас в Швеции, Норвегии и Финляндии применение легких навесных стен в многоэтажных зданиях достигает до 70% рынка, в Нидерландах и Германии – до 50% (рис. 1).

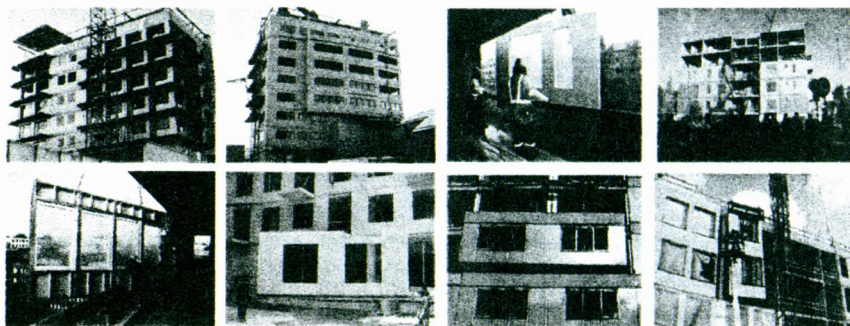


Рисунок 1 – Применение легких ограждающих конструкций в Европе

Стабильность геометрии конструкций на основе металлического каркаса обеспечивается высокой точностью размеров стальных профилей, которые в отличие от древесины не подвержены влиянию биологических и влажностно-температурных процессов и характеризуются отсутствием усадки в период строительства и эксплуатации. Технология легких стальных тонкостенных конструкций (ЛСТК) при строительстве индивидуального жилья применяется в мире уже более 50 лет.

Одним из первых производителей ограждающих конструкций на основе тонкостенных холодногнутых профилей (ТХП) была финская компания Rannila, представившая легкие наружные термостены, каркас которых составлялся из термопрофилей Rannila. Компания Rannila предложила два метода изготовления наружных стен:

– детальный, при котором каркас стен собирается на строительной площадке

из отдельных профилей, укладывается теплоизоляционный материал, пароизоляционная пленка и закрепляются плиты облицовки стен;

- панельный, при котором стены сооружаются из собранных на заводе термопанелей (элементов стены), которые состоят либо только из термопрофильного каркаса с теплоизоляционным материалом, пароизоляционной пленкой и плитами облицовки, либо имеют уже двери и окна.

Основное влияние на развитие в России технологии с применением в качестве ограждающих конструкций стеновых панелей из тонкостенных профилей оказали финские разработки.

В металлическом каркасе панели необходимы точность изготовления и правильная геометрия элементов каркаса, так как они непосредственно влияют на величину поля допуска в узлах стыковки профилей.

Основными проблемами применения финской технологии в России стали недостаточное внимание к деталям и поверхностный подход к технологическим особенностям. При закупке оборудования для изготовления профилей, с целью экономии средств, импортные высокотехнологичные линии не покупались, а заказывались у российских производителей, что сказалось на точности и качестве изготовления профилей и перфораций в них, а диапазон толщины металла профиля от 1,5 до 4 мм (ГОСТ Р 52246-04) привел к слишком большим допускам на их изготовление.

Нарушение технологии перфорирования противоречит требованиям ТКП 45-2.01-111-2008 «Защита строительных конструкций от коррозии» в пунктах 8.2.4 и 8.2.14. При производстве термопрофилей по кустарной технологии перфорации, слой защитного цинкового покрытия повреждается еще на стадии изготовления и является технологической нормой (рис. 2).

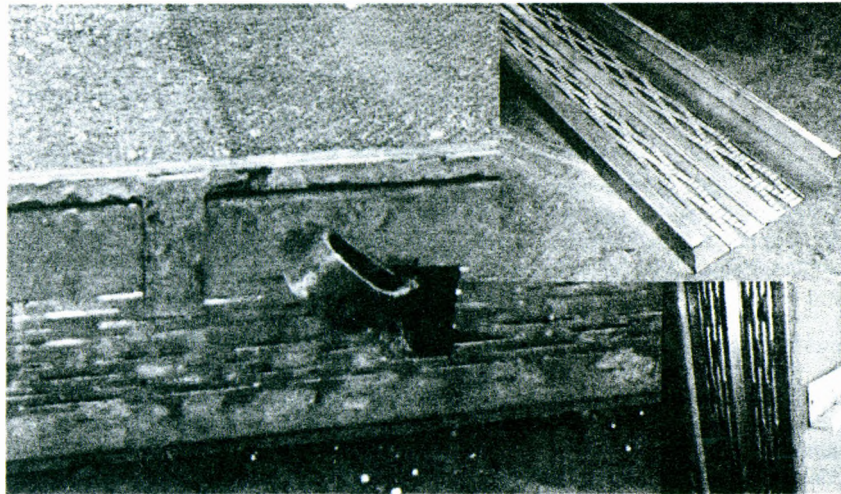


Рисунок 2 – Деформация в виде «чешуи», «прорубки» стенки профиля без восстановления защитного цинкового покрытия у ряда российских производителей

Таким образом, можно утверждать, что российский вариант металлического каркаса панели не надежен с точки зрения коррозионной стойкости, а рацио-

нальность применения термопрофилей является спорной по следующим причинам:

- сложность прогнозирования поведения во времени по проявлению пластических и усталостных свойств и, как следствие, долговечности;
- необходимость устройства дополнительной защиты от коррозии;
- увеличение металлоемкости и количества теплопроводных включений.

Панель строительная легкая ПСЛ



Рисунок 3 – Схема конструкции панели ПСЛ

На основании вышеизложенного в отечественной конструкции (рис. 3) легкой стеновой панели (далее – ПСЛ) используется профиль без термоперфораций в стенке. Вопрос высокой теплопроводности металла и «мостиков холода» в толще стены предлагается решать применением специальной теплоизолирующей прокладки между облицовками и металлическим каркасом. Кроме того, прокладка исключит агрессивное воздействие облицовочных листовых материалов на оцинкованный каркас.

В панели применен трехслойный теплоизоляционный слой: с двух сторон целлюлозный утеплитель эковата, в середине температурно-влажнорегулирующая вставка из экструзионного пенополистирола и внутренние воздушные камеры. Обшивка выполнена из стекломагнезитовых листов СМЛ.

Основная идея применения ПСЛ – это реализация в комплексе изделий полной заводской готовности с фасадным покрытием и пакета решений по увеличению надежности и долговечности, совершенствованию теплоизоляционных и звукоизоляционных функций при уменьшенной толщине панелей с дополнительной комплектацией современными системами регулирования микроклимата и подачи приточного воздуха.

Основными показателями, полученными в результате испытаний опытных образцов основной конструкции ПСЛ (при толщине 192 мм), являются следующие:

- ✓ по огнестойкости RE 45 и по классу пожарной опасности K0;
- ✓ по сопротивлению теплопередаче $R_{прив}=3,21 \text{ м}^2\cdot\text{°C}/\text{Вт}$;
- ✓ по звукоизоляции 50 дБ.

При необходимости, более высокие показатели достигаются за счет применения дополнительных слоев теплоизоляции и внешней отделки.

Панель ПСЛ позволит снизить нагрузку на несущие конструкции здания до 5 раз в сравнении с мелкоштучными элементами (табл. 1), что даст возможность при том же фундаменте повысить этажность надстройки, а в зданиях с каркасами с поперечно несущими стенами произвести, при необходимости, замену стен. Работы выполняются в соответствии с ТКП 45-3.02-156-2009 «Здания и сооружения, возводимые с применением изделий поэлементной сборки. Правила проектирования и устройства» и ТКП 45-5.06-136-2009 «Легкие ограждающие конструкции. Правила монтажа», с учетом дополнительных требований монтажной организации, согласованных с разработчиками проекта.

Таблица 1 – Сравнение ТЭП различных стен

Наименование показателей	Стены из штучных материалов			Панель строительная лёгкая (ПСЛ) 192 мм ----- экономия, %
	Кирпич пустотел. + шуба, 250+100 мм	Газосиликат D500, 500 мм	Газосиликат + шуба, 400+30 мм	
Затраты труда на 1 м ² с монтажом, чел/час	21,53	19,09	20,67	5,48 ----- 71% ... 75%
Сопротивление теплопередаче, м ² ·°C/Вт	2,6	3,17	3,15	3,21
Вес 1 м ² стены, кг	460	290	285	60 ----- 79% ... 87%
Стоимость 1 м ² с монтажом, \$	175	164	173	150 ----- 9% ... 14%

Применение более дешевых материалов облицовки и теплоизоляции, уменьшенная материалоемкость и трудоемкость изготовления, монтажа и фасадных работ привели к низкой стоимости легких панелей ПСЛ. Использование конструктивных усилителей, уплотняющих прокладок, автоматизации и заводского контроля качества позволяет быть ПСЛ более надежной и долговечной конструкцией в сравнении с имеющимися аналогами. Комплексная система «сухого» монтажа с применением ПСЛ и доборных соединительных элементов, разработанная с учетом ремонтпригодности, позволяет улучшить эксплуатационные показатели и энергоэффективность здания с ПСЛ в целом. Комплексная система «сухого» монтажа с ПСЛ является дальнейшим развитием финских разработок ограждающих конструкций и открывает новые возможности применения легких панелей, в том числе и в жилых многоэтажных зданиях.

Внедрение результатов исследований строительных технологий, основанных на использовании тонкостенных холодногнутых профилей, стекломagneзиевых листов, целлюлозного утеплителя эковаты, позволит значительно смягчить острую проблему нехватки каменщиков и повысить скорость возведения ограждающих конструкций на 20-30%.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Дубатовка, А.И. Конструктивные системы зданий с применением ограждающих конструкций из стеновых панелей на основе стекломagneзитовых листов: дис. ... магистра строительства. – Минск: БНТУ, 2012. – 86 с.
2. Строительная теплотехника: ТКП 45-2.04-43-2006 (с изм. 1-5).

УДК 62.059.7

Захаркина Г.И.

ВИДЫ ПЕРСПЕКТИВНЫХ АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫХ РЕШЕНИЙ НАДСТРОЕК ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ ГРАЖДАНСКИХ ЗДАНИЙ

Устойчивое развитие городской среды на современном этапе безусловно связано с проблемой реконструкции жилой застройки прошлого столетия. Поэтому поиск возможных способов реконструкции старого жилого фонда с целью prolongирования срока его службы, увеличения полезной площади и соответствия условий проживания современным требованиям на сегодняшний день особенно актуален. Тем более, что эти дома сохранили значительный запас прочности.

В процессе длительной эксплуатации жилья застройка, как известно, приобрела не только многие физические дефекты, но и морально устарела, перестав удовлетворять современным потребительским качествам, предъявляемым к жилью. Физический износ обуславливается снижением прочностных свойств конструкции, ухудшением состояния инженерно-технических систем отопления, водоснабжения, вентиляции, канализации, электрооборудования. Изменение нормативов и требований к планировке жилых и вспомогательных помещений может привести к ситуации, когда дом, находящийся в удовлетворительном состоянии, становится, согласно новым требованиям, непригодным для жилья и должен подвергнуться реконструкции. Это и есть так называемый моральный износ здания. Реконструкция позволяет переоборудовать здание соответственно современным нормам и требованиям.

Эффективным приёмом увеличения полезных площадей и модернизации квартир в соответствии с новыми требованиями является надстройка, поскольку при этом не требуется увеличения площадей земельных участков. Идея применения надстроек для наращивания площадей не нова. Ещё в 20–30-х годах прошлого века и в послевоенном периоде это был один из основных приёмов реконструкции в отечественной и зарубежной практике.

Актуальность применения надстроек возрастает на современном этапе особенно в крупных городах, где в сложившейся городской застройке стоимость земли высока, и инженерная и социальная инфраструктура является значительной частью экономических показателей.

Достоинствами данного метода реконструкции является возможность получения дополнительных площадей без существенных затрат на усиление существ-

вующих конструкций, улучшение архитектурно-художественного облика зданий и обогащения силуэта городской застройки за счёт контура мансардных этажей.

Значительный опыт реконструкции зданий получен в Западной Европе в 80-е годы, когда начались крупномасштабные работы по реконструкции и модернизации зданий массовых типовых серий, получивших физический и значительный моральный износ, устаревших за более чем 30-летний период эксплуатации. Проводимые работы позволили при наличии специального технологического оборудования и применения лёгких конструкций осуществлять надстройку зданий без выселения жильцов.

Анализ конструктивных решений и технологических приёмов возведения надстроек и мансард показал, что наиболее широкое применение при этом нашли лёгкие металлические и деревянно-металлические конструкции с использованием эффективных теплоизоляционных материалов.

В Российской Федерации разработан альбом «Унифицированные архитектурно-строительные системы мансардных этажей для надстроек реконструируемых домов». – М., 1998 г. и методические рекомендации по реконструкции жилых домов первых массовых серий (1-464, 1-468, 1-447, 1-335), в которых представлены варианты архитектурно-конструктивного решения мансард в одном и в двух уровнях. Основой конструктивных решений являются поперечные двухпролётные рамы, опирающиеся на несущие конструкции остова существующего здания. Элементы рам (стойки и ригели) выполняют из металлического гнутого сварного профиля 160x160 мм, $\sigma = 5$ мм или из клееных деревянных элементов. Продольный шаг 2,6 и 3,2 м намечен в соответствии с поперечными осями принятой конструктивной системы каждой серии. ОпираНИЕ стоек осуществляется на монолитный железобетонный пояс ($h=200$ мм) по поперечным и продольным несущим стенам.

В отечественной и зарубежной практике наружные ограждения надстроек выполняют в виде слоистой конструкции, навешиваемой на элементы рамы. При этом в качестве внутренней облицовки используют листы гипсокартона или цементно-стружечные плиты, в качестве утеплителя минераловатные плиты, пеностекло и др. Над мансардным этажом возможно устройство проходного холодного чердака. Междуетажные и чердачные перекрытия надстроек и мансардных этажей устраивают по металлическому профилированному настилу или по деревянным прогонам с подшивным потолком из листов гипсокартона или цементно-стружечной плиты, возможно также устройство монолитного бетонного перекрытия с несъёмной опалубкой из тонкостенных фибробетонных скорлуп.

Следовательно, для надстроек и мансардных этажей рекомендуется выбирать легкие конструкции и материалы, поскольку, с одной стороны, необходимо максимально облегчить их транспортировку на этаж, а с другой, собственный вес конструкций должен быть минимальным, с учётом той нагрузки, которая будет перенесена на уже существующее здание.

Как правило, надстройка мансардных этажей сопровождается также улучшением теплотехнических показателей ограждающих конструкций существующего здания, что в конечном итоге приводит к снижению расхода тепла и экономии энергоресурсов.

Весьма перспективным направлением в архитектуре и строительстве в предстоящие годы может также стать реконструкция зданий с изменением их функционального назначения. Установлено, что, несмотря на длительный период эксплуатации, основная масса эксплуатируемых зданий находится в удовлетво-

рительном состоянии. Многие из них обладают достаточным ресурсом, и с экономической точки зрения их целесообразно сохранять и реконструировать.

Т.к. на современном этапе концептуальной основой реконструкции жилых и общественных зданий массовой застройки является применение высокоиндустриальных гибких технологий, которые базируются на использовании лёгких конструктивных элементов, целесообразна разработка принципиально новых объёмных элементов заводского производства, позволяющих значительно сократить сроки реконструкции. Такие решения способствуют превращению технологического процесса реконструкции в монтажно-сборочный цикл и многократно сократить продолжительность работ и затраты на строительство [1].

На основе проведенного анализа конструктивных решений устройства мансард предлагается конструкция объёмного структурного блока (рис. 1), на заявку конструктивного решения которого получен патент [2].

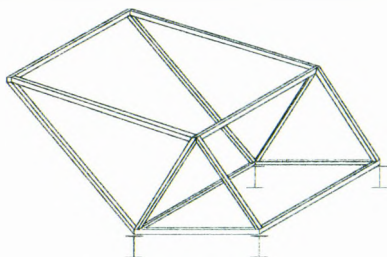
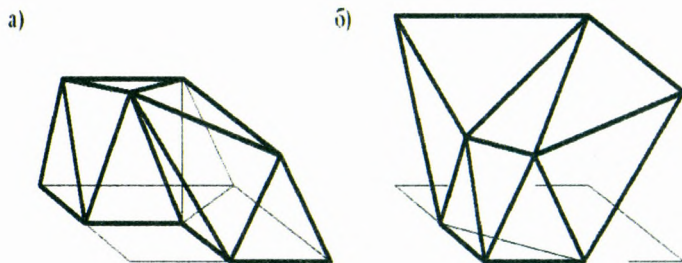


Рисунок 1 – Авторская разработка конструкции объёмного структурного блока. Патент № 4184

Запатентованы также варианты доборных угловых внутренних и наружных объёмных блоков (рис. 2) из металлопрофиля для устройства мансардного этажа в зданиях различной конфигурации [3, 4, 5]. Выбор того или иного варианта будет зависеть от организации системы водоотведения, от функционального назначения подкровельного пространства и от архитектурного решения фасада здания.



а – наружный доборный блок, б – внутренний доборный блок
Рисунок 2 – Авторская разработка доборных угловых объёмных структурных блоков.
Патенты № 5243, № 5244

Объёмные структурные блоки состоят из стержневых элементов, выполненных из металлических профилей, имеющих открытую или замкнутую трубчатую форму сечений. Гнутые профили производят из металлической ленты или полосы толщиной от 5 до 8 мм. По техническим условиям металлургических заводов

можно получить гнутые профили самых разнообразных форм. Наиболее употребительны равнополочные и неравнополочные уголки, швеллеры, зетовые, замкнутые квадратного и прямоугольного сечения, дающие экономно металла до 10%.

Использование объемных структурных блоков позволит выполнить надстройку мансарды в жилых и общественных зданиях. Конструкция из объемных структурных блоков обеспечивает свободную планировку помещений. Увеличение пространства помещений зависит от изменения уклона скатов крыши. При ломаной форме угол наклона нижней части составляет 60...70°, верхней – в пределах 15-30°. Чем больше угол в нижней части мансарды, тем больше используемая площадь помещения.

Силуэт мансардной крыши, симметричный по своему решению, имеет характерные очертания. 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 составит 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.

В результате проведенной работы можно сделать следующие выводы:

1. Использование комбинированных конструкций из металла, дерева, эффективных теплоизоляционных материалов и гипсокартонных плит способствует снижению общей массы надстройки, повышению тепло- и звукоизоляционных показателей.
2. Благодаря применению структурных объемных блоков возможно осуществление принципа гибкой планировки мансардного этажа.
3. Проведенная оптимизация конструктивных решений объемных блоков способствует снижению расхода металла и увеличению надежности конструктивных элементов.
4. Архитектурно-планировочные решения мансардных этажей из структурных объемных блоков способствуют повышению комфортности проживания и позволяют формировать выразительный силуэт городской застройки.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Ремонт, реконструкция и реставрация жилых и общественных зданий и сооружений: СНБ 1.04.02-02. – М.: Издат. орган. М-ва архитектуры и строительства, 2003.
2. Объемный структурный блок: пат. Респ. Беларусь на полезную модель / Г.И. Захаркина, М.И. Чеснойть, М.В. Карницкая; заявитель Полоц. гос. ун-т. – № 4184; заявл. 23.07.2007; опубл. 28.02.2008 // Афіцыйны бюл. / Нац. цэнтр штэлектуал. уласнасці. - 2008. – № 1(60). –201 с.
3. Архитектурно-строительный объемный структурный блок: пат. Респ. Беларусь на полезную модель / Г.И. Захаркина, М.И. Козлова; заявитель Полоц. гос. ун-т. – № 5243; заявл. 05.08.2008
4. Архитектурно-строительный объемный структурный блок: пат. Респ. Беларусь на полезную модель / Г.И. Захаркина, М.И. Козлова; заявитель Полоц. гос. ун-т. – № 5244; заявл. 05.08.2008
5. Архитектурно-строительный объемный структурный блок: пат. Респ. Беларусь на полезную модель / Г.И. Захаркина, М.И. Козлова; заявитель Полоц. гос. ун-т. – № 5245; заявл. 05.08.2008.

Колпашников Г.А., Смирнова Г.Ф., Литвинович К.Р., Шкода В.И.

МОЛЕКУЛЯРНАЯ КОНДЕНСАЦИЯ КАК ФАКТОР НАКОПЛЕНИЯ ИЗБЫТОЧНЫХ РАССОЛОВ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ СОЛЕОТВАЛОВ В СОЛИГОРСКОМ ГОРНО-ПРОМЫШЛЕННОМ РАЙОНЕ

Механизм образования молекулярной конденсации, являющейся результатом гидросорбционных процессов на контакте «соляная порода – влажный воздух», представлен следующим образом.

Силловые поля атомов соляных кристаллов, находящихся на поверхности солеотвалов (рис. 1) компенсируются силловыми полями соседних атомов, а свободная часть их способна вступать во взаимодействие с молекулами воды, содержащимися в водяном паре атмосферы. Это взаимодействие заключается в притягивании молекул воды из воздуха (при определенной насыщенности его водяными парами) и в обратном процессе отдачи молекул воды, ранее осевших на поверхности кристаллов соли, в окружающий, воздух при низких значениях упругости его водяных паров.

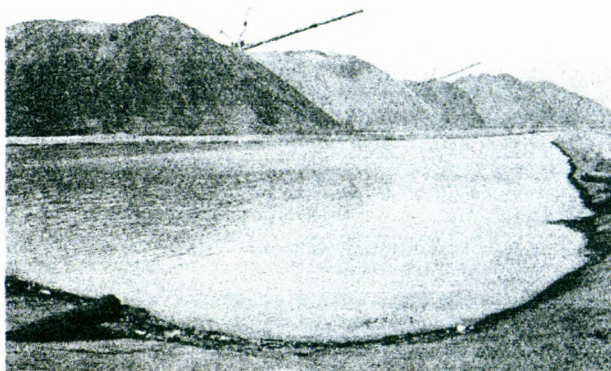


Рисунок 1 – Соленое озеро возле солеотвалов 1-го рудника

При определенных условиях влажности и температуры окружающего воздуха на поверхности частиц соли в сравнительно короткий срок возникает пленочная рыхлосвязанная вода, обладающая высокой агрессивностью по отношению к легкорастворимым солям. Она растворяет соли, насыщается ими и становится пленкой насыщенного раствора. После этого процесс поступления влаги из воздуха к поверхности образовавшейся пленки рассолов интенсифицируется, так как упругость пара в тончайшем слое над рассолом значительно меньше упругости пара пограничного слоя атмосферного воздуха, насыщение его достигается при значительно меньшей упругости пара, поэтому он становится насыщенным водяным паром, избыток которого конденсируется на поверхности солей. Последнее обстоятельство вызывает образование на поверхности солей слоя свободной гравитационной воды, стекающей вниз в виде насыщенных рассолов.

Толщина пленки воды, которая может быть удержана силами молекулярного взаимодействия между молекулами солей и водяных паров, определяется их энергетическим потенциалом, условиями контакта (микронеровностей поверхности солей, их пористостью и влажностью, т. е. возможностью развития процессов сорбции в глубь солей, и т. д.).

Были проведены лабораторные эксперименты по изучению кинетики гидросорбционных процессов, происходящих в твердых галитовых отходах трех рудоуправлений. Исследовались образцы с различной влажностью W , пористостью n и удельной поверхностью соприкосновения F с атмосферным воздухом в диапазоне его относительной влажности $\varphi = 50-98\%$ при температуре $T = 1-35^\circ$. В результате установлены следующие закономерности:

1) порогом гигроскопичности для всех исследуемых образцов кека хвостов, т.е. началом процесса интенсивной адсорбции молекул воды из воздуха, является значение его относительной влажности, равное $\varphi = 74-75\%$;

2) скорость процессов сорбции молекул водяного пара воздуха кристаллами исследуемых солей при прочих равных условиях ($\varphi = \text{const}$; $n = \text{const}$; $W_0 = \text{const}$) находится в прямой зависимости от температуры воздуха, т. е. чем выше температура, а следовательно, и упругость водяных паров воздуха, тем интенсивнее процессы сорбции;

3) отсутствие сорбции или весьма замедленное ее протекание при температуре воздуха ниже $T = 3-5^\circ$ (даже при относительной влажности выше $\varphi = 75-90\%$) позволяет выделить эти значения температуры воздуха вторым порогом гигроскопичности;

4) скорость насыщения исследуемых образцов кека хвостов сорбционной влагой зависит от площади контакта образца с окружающим воздухом.

Близость значений семейств кривых влажности для образцов с $F = 12 \text{ см}^2$ и $F = 70 \text{ см}^2$ после трехсуточной экспозиции объясняется большей пористостью ($n = 30-40\%$) первых. Вследствие этого удельные поверхности солевых частиц этих образцов, участвующие в процессе сорбции влаги из воздуха и растворении влагой солей, оказались близкими по величине. Это означает также, что при одинаковых значениях контактирующих площадей процессы сорбции развиваются интенсивнее в образцах с большей пористостью, т. е. в образцах, имеющих большую сорбционную площадь:

5) процесс гидросорбционного поглощения соляными кристаллами молекул воды из воздуха при его температурно-влажностном режиме выше установленных пределов гигроскопичности ($\varphi = 74-75\%$, $T = 3-5^\circ$) продолжается во времени непрерывно, до полного растворения солей образующейся пленкой рыхловязанной воды;

6) растворение солей, сопровождающее процессы сорбции, в значительной степени осложняет изучение последних, так как изменяется структура и состав исследуемых образцов (пористость, характер структурных связей, содержание и виды влаги в них и т.д.).

Для ориентировочных расчетов по данным проведенных исследований приняты значения Q_M (при $\varphi = 75-85\%$; $T = 5-20^\circ$), приведенные в табл. 1

Более точная оценка молекулярной конденсации кека хвостов была получена в лаборатории инженерной геологии с использованием гигростата. Опыты проводились сотрудниками лаборатории под руководством автора работы. Результаты их отражены в табл. 1

Таблица 1 – Экспериментальные данные по определению молекулярной конденсации твердых галитовых отходов различной плотности

Пористость кека хвостов	Количество сорбируемой влаги на единицу площади кека хвостов, мм/сут.
35	0,30 0,35
20	0,22 0,26
15	1,18-0,20

В опытах с образцами в гигростате выявлена конденсация в зависимости от режима влажности и температуры воздуха. Воздушно-сухие образцы твердых солевых отходов, помещенные в прибор с относительной влажностью воздуха 98% и температурой +19°C, давали резкое приращение веса от конденсирующейся на них влаги. Несмотря на понижение влажности воздуха (при $T_n = 24$ °C), вес образцов продолжал возрастать и только при снижении относительной влажности ниже 75-78 начинал уменьшаться, т. е. при значениях влажности воздуха, ниже указанных пределов, происходила отдача образцами влаги обратно в воздух. Как видно из опыта, значения относительной влажности в интервале 75-78% соответствуют влажностному порогу гигроскопичности для твердых солевых отходов.

В условиях постоянной температуры воздуха ($T_R = 20$ °C) и относительной влажности ($W = 98\%$) происходит непрерывное насыщение соляных образцов конденсационной влагой до полного их растворения.

Данные опытов показывают приращение веса образцов за счет конденсации паров при одновременном увеличении температуры и влажности воздуха. Эти факторы являются доминирующими при образовании конденсационных рассолов в солеотвалах.

Если проследить характер конденсации в зависимости от изменения каждого в отдельности фактора, то выясняется, что уменьшение температуры воздуха ниже нулевой при относительной его влажности, выше влажностного порога гигроскопичности (82-88%), вызывает потерю влаги образцами. Уменьшение относительной влажности воздуха при постоянной его температуре вызывает замедление процесса конденсации. Снижение влажности воздуха ниже порога гигроскопичности (75-76%) конденсацию прекращает, и происходит обратная потеря влаги образцами. Имея данные опытов, можно рассчитать величину конденсации по формуле

$$h_{н.к.} = \frac{P_1 - P_2}{S \tau \Delta B},$$

где $h_{н.к.}$ – молекулярная конденсация, мм/сут.; P_1, P_2 – вес образца в начале и в конце опыта; S – площадь образца; τ – время опыта, сут., ΔB – объемный вес пресной воды.

Изменение пористости образцов вызывает изменение конденсации, зависящей от величины контактирующей с воздухом солевой поверхности, а следовательно, и растворимости солевых отходов. Так, для кристаллов галитовой соли величина молекулярной конденсации составляет 0,25 мм/сут. Для солевых образцов с 30%-й пористостью и постоянных температур и относительной влажности воздуха ($T_n = 20$ °C; $W = 98\%$) конденсация составила 0,33 мм/сут.

Для расчета годового количества конденсатной влаги, образующейся вследствие гидросорбционных процессов в теле солеотвалов, принимаем, что в течение 250 дней годового периода, соблюдаются условия, необходимые для их

проявления, т. е. $\varphi = 75-80\%$; $T = 5-8^{\circ}$. Для кека хвостов верхней зоны выветривания с пористостью $n = 30\%$ скорость гидросорбционных процессов равна $0,33$ мм/сут., что составляет ~ 75 мм/год. Суммарное количество конденсата, получаемое в результате температурного охлаждения воздуха в карстовых полостях, термоконденсации и за счет гидросорбционных процессов, составляет:

$$Q_r + Q_m = 13 + 75 \text{ мм/год.}$$

Это количество конденсатной влаги, разрушая структурные связи кека хвостов, высвобождает заключенную в порах первичную рапу. При влажности кека хвостов $W_o=5\%$ и пористости $n=30\%$ вследствие растворения структурного каркаса и освобождения порового раствора расход Q_c , составляет ~ 22 мм/год. Таким образом, общее количество влаги (в линейных мерах), образующейся за счет термоконденсации, гидросорбционных процессов и сопровождающих их процессов растворения солей, составляет:

$$Q = Q_m + Q_c + Q_r = 13 + 75 + 22 = 110 \text{ мм/год.}$$

В пересчете на количество солей в твердом виде при минерализации конденсационных рассолов $M = 0,325 \text{ т/м}^3$ эта величина составит $Q = 400 \text{ т/год}$ с 1 га. Она выражает активность карстовой денудации тела солеотвалов за счет развивающихся в нем процессов конденсации (термической и молекулярной) По данным гидрометрических замеров дебитов источников, вытекающих из тела солеотвала, в период отсутствия атмосферных осадков в течение 1,5 месяца расход всех источников составил 1300 м^3 с 1 га в год, или 488 т солей с 1 га в год. Эту величину также можно рассмотреть как сток конденсационных рассолов из тела солеотвалов. Хорошая сходимость данных натурных измерений с расчетными подтверждает достоверность принятых значений конденсационного стока в 11 см в год.

УДК 693

Корнеевко Н.А., Сафончик Д.И.

ФИБРОМАТЕРИАЛЫ, ИЗГОТОВЛЕННЫЕ С ПРИМЕНЕНИЕМ ОТХОДОВ ХИМИЧЕСКИХ ПРЕДПРИЯТИЙ ГРОДНЕНСКОГО РЕГИОНА

Большинство химических производств характеризуются выходом значительного количества побочных продуктов. Утилизация их, с одной стороны, способствует существенному повышению эффективности работы химических предприятий и направлена на охрану окружающей среды, а с другой – является одним из путей производства строительных материалов, снижения затрат, интенсификации технологических процессов, расширения ассортимента и повышения качества строительных изделий.

На предприятии Гродненского региона ПТК «Химволокно» ОАО «Гродно Азот» в процессе выпуска основной продукции (ткани и волокна) скапливается ряд отходов, которые пока не нашли своего широкого применения. К ним относятся отходы нити ПЭТФ полиэфирной; отходы нити полиамидной (жгуты); отходы (обрезки и стыки) ткани кордной полиэфирной пропитанной.

В ходе предварительных исследований отобраны два перспективных вида материалов, применение которых возможно позволит создавать эффективные фиброматериалы: отходы нити полиамидной (жгуты) и отходы (обрезки) ткани кордной полиэфирной пропитанной.

Исследования, результаты которых приведены в данной статье, выполнялись на цементных системах, составы которых представлены таблице 1.

Таблица 1 – Составы цементно-песчаных композиций

№ п/п	Состав			
	Соотношение цемента : песка	В/Ц	Кол-во фибры, %	Длина фибры, мм
<i>Контрольный</i>				
1	1:3	0,45	-	-
<i>Нить полиамидная (отходы)</i>				
2	1:3	0,45	0,03	18-20
<i>Нить полиэфирная (обрезки)</i>				
3	1:3	0,45	0,03	5-6

На первом этапе изучали физико-механические свойства цементно-песчаных изделий, составы которых представлены в таблице 1.

Влияния фибр на водопоглощение изучалось на кубах с размером ребра 7 см. Водопоглощение определялось в соответствии с ГОСТ 12730.3-78 [1]. Величина водопоглощения по массе определена по формуле (1). Испытания проведены на 14 и 21 сутки. Результаты представлены в таблице 2.

$$W_M = \frac{m_c - m_a}{m_c} \cdot 100 \%, \quad (1)$$

где m_c – масса высушенного образца, г;
 m_a – масса водонасыщенного образца, г.

Таблица 2 – Водопоглощение цементно-песчаных растворов

№ состава	Водопоглощение по массе, %			
	14 сутки		21 сутки	
1	7,168	100%	6,94	100%
2	7,17	+0,03%	6,78	-2,31%
3	7,33	+2,26%	7,06	+1,73%

Результаты экспериментов (таблица 2) позволяют говорить о том, что водопоглощение кубов при введении волокон практически не изменяется: водопоглощение состава № 2 снижается на 0-3% по сравнению с контрольным (состав №1), состава № 3 – увеличилось на 2-3%.

Для исследования влияния фибр на величину износостойкости цементно-песчаных изделий изготавливали кубы. Их составы представлены в таблице 1. Испытания проводились с использованием лабораторного круга истирания ЛКИ-2 в соответствии с ГОСТ 13087-81[2]. Величина износостойкости вычислялась по формуле (2):

$$G_i = \frac{m_1 - m_2}{F}, \quad (2)$$

где m_1 – масса образца до испытания, г;
 m_2 – масса образца после четырех циклов испытания, г;
 F – площадь истираемой грани образцов, см².

Вычисленные результаты сведены в таблицу 3 и представлены на рисунке 1.

Таблица 3 – Исследование на истираемость цементно-песчаных растворов

№ состава	Истираемость на 7 суток, %	
1	0,184	100%
2	0,181	-1,6 %
3	0,163	-11,4 %

Исходя из полученных данных (таблица 2), истираемость образцов состава № 3 по сравнению с контрольным ниже на 11,4 %. Состав № 2 показал улучшение всего лишь на 1,6%, что является совсем незначительным.

Далее проведен поиск возможных путей повышения прочностных свойств цементно-песчаных систем. Одним из таких путей – введение пластифицирующих добавок. Проанализировав добавки, применяемые на заводах железобетонных изделий Гродненской области, и проведя испытания с данными добавками, для дальнейших исследований выбран модификатор Полипласт СП-1 (С-3).

С теми же составами (таблица 1), но с введением добавки С-3 (0,6% от массы цемента) и снижением водоцементного отношения ($V/C=0,38$) проведены повторные испытания на истирание. Результаты представлены в таблице 4 и на рисунке 3.

Таблица 4 – Исследование износостойкости образцов

№ состава	Износостойкость на 7 суток, %	
1	0,210	100%
2	0,105	-50%
3	0,132	-37%

Износостойкость образцов значительно снизилась, что подтверждает целесообразность применения добавки С-3. Состав № 2 показал снижение истираемости на 50%, у состава № 3 истираемость уменьшилась на 37%.

Для изучения влияния фибр на прочностные показатели изготовлены балки размером 40x40x160 мм. Используются составы образцов аналогичные тем, которые применялись для изучения истираемости образцов, модифицированных добавкой С-3.

Предварительно перед испытаниями на изгиб и сжатие определена плотность испытуемых образцов. Результаты представлены на рисунке 1.

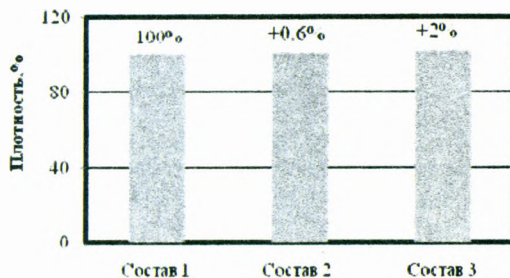


Рисунок 1 – Плотность балок с добавкой С-3, $V/C=0,38$

Далее с этими балками проводились испытания на изгиб на универсальной испытательной машине Quasar50, на сжатие на прессе ИП-100-0 [3]. Результаты можно увидеть на рисунках 2 и 3.

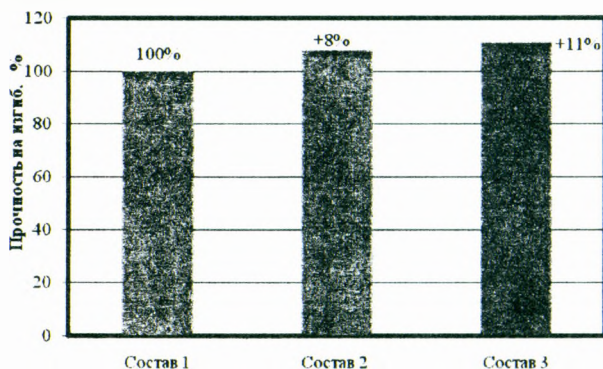


Рисунок 2 – Испытание балок на сжатие

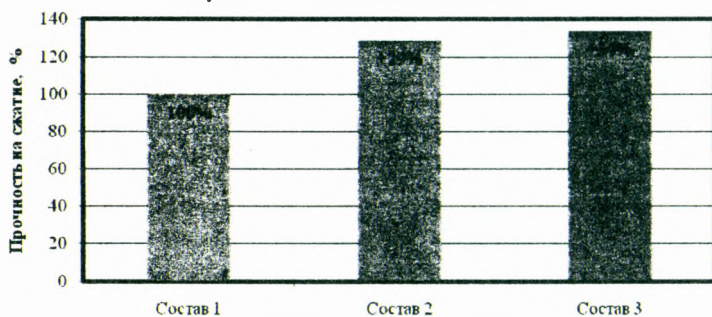


Рисунок 3 – Испытание балок на сжатие

Прочность составов, как на изгиб, так и на сжатие, значительно возросла. Состав № 2 показал повышение прочности на изгиб в среднем на 8 %, прочность на сжатие на 29% по сравнению с контрольным образцом. Прочность образцов состава № 3 повысилась на изгиб на 11% в сравнении с контрольным образцом, а прочность на сжатие возрастает на 34%.

Анализируя полученные результаты плотности и прочности балок с добавкой С-3 и сниженным водоцементным отношением ($V/C=0,38$), можно сделать вывод о том, что с ростом плотности образцов повышаются прочностные показатели цементно-песчаных растворов. При этом плотность балок с введение добавки С-3 и отходов нити полиэфирной приводит к повышению прочности как на изгиб, так и на сжатие по сравнению с контрольным образцом. То же самое можно сказать и про балки с добавкой С-3 и нитью полиамидной, однако плотность балок с данными волокнами ниже, чем при введении отходов ткани полиэфирной, что и отражается на прочностных показателях, которые так же ниже у балок с введенными полиамидными волокнами.

Представленные в работе результаты позволяют говорить о возможности создания эффективных цементно-песчаных изделий, армированных фиброматериалами (отходы химически производств). Установлено, что введение в цементно-песчаные смеси фибр и пластификатора С-3 оказывает положительное влияние на физико-механические свойства цементно-песчаных изделий.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Метод определения водопоглощения: ГОСТ 12730.3-78: взамен ГОСТ 12730-67; введ. 22.12.1978. – Москва, 1998.
2. Бетоны. Методы определения истираемости: ГОСТ 13087-81: взамен ГОСТ 13087-67; введ. 22.05.1981. – Москва, 1998.
3. Цементы. Методы определения предела прочности при изгибе и сжатии: ГОСТ 310.4-81: взамен ГОСТ 310.4-76; введ. 21.08.1981. – Москва, 1998. – 17 с.

УДК 338.001.36

Кочурко А.Н., Черноиван А.В.

ЭКОНОМИЧЕСКАЯ ОЦЕНКА ПРОЕКТНЫХ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

1. ВВЕДЕНИЕ

Инвестиционная деятельность осуществляется на основе инвестиционных проектов – совокупности документов, характеризующих проект от его замысла до достижения заданных показателей эффективности и охватывающих, как правило, прединвестиционную, инвестиционную, эксплуатационную и ликвидационную стадии реализации. Субъектами инвестиционной деятельности выступают все участники строительного процесса: инвестор, заказчик, подрядчик, проектировщик, пользователи объектов инвестиционной деятельности, которые являются независимыми организациями и имеют разные цели и задачи. Основной целью инвестора (заказчика) является сооружение объекта и ввод его в эксплуатацию при условии *минимизации* капитальных вложений в наиболее короткие сроки и получение максимально возможного дохода. Главной целевой задачей подрядчика – достижение *максимума* рентабельности, т.е. увеличение прибыли при снижении фактических затрат и выполнении условий договора подряда в установленные сроки.

В строительстве чрезвычайно велика вариантность достижения конечных результатов. Объекты строительства одинакового назначения могут быть запроектированы с различными объемно-планировочными и конструктивными решениями: в сборном или монолитном железобетоне, металле, каменных конструкциях, дереве и их сочетаниях. При реализации проектных решений могут быть использованы различные технологии, привлечены разные строительные машины и разное количество трудовых ресурсов, обеспечены различные темпы производства работ. Продукция строительного производства неподвижна, имеет территориальную привязку, что приводит к повышенной зависимости от местных условий, природных и геологических особенностей строительных площадок, удаленности от баз строительных организаций и т.п. Поэтому даже при использовании типовых проектов производится их привязка к месту строительства, что влияет на объемы и методы выполнения отдельных работ и соответственно итоговую цену продукции.

Выбор проектного решения – многофакторная задача, при решении которой практически не существует единого критерия оценки качества проекта. Так, например, при выборе проекта кинотеатра, возводимого в жилом микрорайоне, является важным не только верный расчет числа зрительных мест, но и соответствие набора и качества его помещений требованиям, предъявляемым к нему жителями, а также эстетическая оценка здания и возможность его строительства силами подрядных строительных организаций региона из имеющихся материалов и конструкций. Стоимость здания соизмеряется с состоянием бюджета заказчика. При оценке проекта производственного здания проверяется, отвечает ли здание по мощности (вместимости) целям, которые перед ним ставятся; соответствует ли проект той технологии производства, которая является наиболее эффективной, и рассчитывается стоимость осуществления проекта.

В стоимостной форме показатели эффективности инвестиций могут отражать как *общую (абсолютную)*, так и *сравнительную (относительную)* экономическую эффективность затрат. Показатели **сравнительной эффективности** используются для целей выбора наиболее рационального решения (варианта). Показатели **общей эффективности** позволяют оценить эффективность вкладываемого капитала по выбранному инвестиционному проекту. Если для расчета сравнительной экономической эффективности достаточно учесть только изменяющиеся по вариантам части затрат и результата, то при определении общей экономической эффективности учитываются полностью все затраты и в полном объеме результат, обусловливаемый этими затратами. При вариантном анализе инвестиций показатели сравнительной эффективности должны дополняться показателями общей эффективности затрат, т.к. выбранное решение должно соответствовать требуемой инвестором норме дохода на вкладываемый капитал.

До настоящего времени в Республике Беларусь для экономического сравнения вариантов объемно-планировочных и конструктивных решений применяются методы, ориентированные на плановую экономику на основе затратного подхода. В их основе лежат такие критерии, как общий народнохозяйственный эффект или эффект для отрасли народного хозяйства, и не учитываются доходы, приносимые объектом недвижимости. Эти методы базируются на СН 509-78 [1], утвержденных еще в 1978 году. С другой стороны, действующие менее десяти лет правила по разработке бизнес-планов инвестиционных проектов [2], в основу которых заложен доходный подход, не применяются на практике для оценки экономической эффективности вариантов конструктивных решений в строительстве.

На кафедре экономики и организации строительства УО БрГТУ разработан ряд методик [3, 4, 5, 6] на общей методологической основе, которые позволяют оценить эффективность предлагаемых проектных решений [1]. При применении типовых материалов и конструкций на стадии проектирования не возникает проблем с определением их сметной стоимости, однако проектирование индивидуальных конструкций предполагает калькулирование сметной стоимости на стадии изготовления.

В данной работе рассматриваются основные условия сопоставимости вариантов решений, методологические подходы к экономическому сравнению вариантов конструктивных решений, особенности методики расчета сметной стоимости конструкции в деле для железобетонных, металлических и деревянных конструкций. При разработке методики использовались наработки советских ученых в области технико-экономических основ проектирования конст-

рукций [7, 8, 9, 10], нормативные документы МАиС РБ [11], а также данные крупнейших производителей несущих конструкций: ОАО «Гомельский комбинат строительных конструкций» [12], КПД № 2 КУП «Брестжилстрой» [13] и ОАО «Светлогорский ДСК» [14].

2. УСЛОВИЯ СОПОСТАВИМОСТИ ВАРИАНТНЫХ РЕШЕНИЙ

Задача проектирования в общем случае заключается в принятии рационального конструктивного решения здания или сооружения. В связи с тем, что в каждом конкретном случае решений может быть несколько, сам процесс проектирования принимает вариантный характер, когда из уже имеющихся типовых или вновь разрабатываемых конструктивных решений может быть выбрано наиболее эффективное для заданных условий конкретного объекта.

Для правильной оценки сравниваемых вариантов должны быть обеспечены условия их сопоставимости, которые делятся на общие условия сопоставимости, распространяемые на здание или сооружение в целом, и на частные условия сопоставимости, относящиеся к отдельным конструктивным элементам проектируемого здания или сооружения.

К **общим условиям** сопоставимости относятся:

- **Сопоставимость конструкций по назначению.** Это требование естественно, т.к. невозможно сравнивать конструкции, которые играют разную конструктивную роль в здании, например элементы каркаса и стенового ограждения.

- **Одинаковые условия работы.** Это означает, что влияющие на работу конструкции динамические и статические (ветровые, снеговые, сейсмические и другие) нагрузки, условия внешней среды, например ее агрессивность, условия эксплуатации и др. должны быть одинаковыми. Если это условие не соблюдено, то варианты несравнимы.

- **Единый уровень цен** для показателей стоимости по вариантам на аналогичные конструкции и материалы, с применением единой сметно-нормативной базы, рассчитанной для условий одного и того же района строительства.

- **Единый уровень цен** на эксплуатационные расходы, тепловую и электрическую энергию и воду.

- **Единый момент времени,** к которому приводятся все виды затрат и результатов.

- **Одинаковая детальность** разрабатываемых вариантов решений.

- **Сравнимые производственные условия** возведения конструкций, то есть должно быть выделено на строительные работы одинаковое по вариантам количество трудовых и материальных ресурсов.

При оценке отдельных вариантов строительных конструкций, кроме общих условий сопоставимости, должны обеспечиваться и следующие **частные условия**:

- Конструкции рассчитываются на одинаковые полезные, ветровые и снеговые нагрузки.

- Сравнение конструкций производится или в деле, или при равной степени их законченности и при равном соответствии техническим нормам.

При сравнении конструктивных решений используется **принцип расчета на «разность»**. Зачастую в зданиях и сооружениях по вариантам изменяется только часть конструктивных решений, остальные конструкции могут оставаться без изменений. Принцип расчета на разность позволяет производить экономическую оценку только изменяющихся элементов. При этом необходимо учитывать все изменения во взаимосвязанных конструкциях, которые вызваны внесением в проект новых элементов, или доказать, что этих изменений не

произойдет. Так, изменение в конструкции плит покрытия требует учета всех изменений в несущих фермах, колоннах и фундаментах. Если при различных вариантах решения конструктивного элемента изменяются объемы работ по смежным конструктивным элементам, то для сравнимости необходимо учитывать разницу в затратах по смежным элементам. Изменения в смежных элементах вызываются следующими факторами:

- различным собственным весом,
- неодинаковым очертанием верхнего и нижнего поясов ферм или балок покрытий,
- неодинаковым расстоянием между температурными швами,
- различным креплением рассматриваемых конструкций к смежным конструкциям и пр.

При сравнении ограждающих конструкций отапливаемых зданий, когда сопротивление теплопередаче их различно, необходимо учитывать разницу в единовременных и эксплуатационных затратах на отопление.

К частным условиям сопоставимости относятся также условия, вызываемые специфическими требованиями к зданиям или сооружениям, связанными с их назначением, например такие, как освещенность, санитарно-гигиенические условия труда, размещение технологического оборудования и т.п.

3. ПОДХОДЫ К СРАВНЕНИЮ ВАРИАНТОВ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ

Сравнение конструкций при вариантном проектировании производится на основе системы технико-экономических показателей, позволяющей получить достаточно полную информацию об экономических последствиях принятия того или иного конструктивного решения. Существует два принципиально различных подхода в теории экономической эффективности:

- **затратный подход**, основанный на предположении, что лучше тот вариант, в котором в конечном счете меньше затраты на всех стадиях жизненного цикла проекта. Основным обобщающим показателем здесь являются приведенные затраты (Z);

- **доходный подход**, основанный на предположении, что лучше тот вариант, в котором в конечном счете больше доходы на всех стадиях жизненного цикла проекта. Основным обобщающим показателем здесь является чистая текущая стоимость (NPV).

При затратном подходе

Интегральный экономический эффект ($\mathcal{E}_{инт}$) от применения конечного решения складывается на трех стадиях реализации проекта: изготовления конструкций, строительного производства и эксплуатации объекта в течение жизненного цикла. Например, сокращение продолжительности строительства часто сопровождается увеличением стоимости конструкций, более дешевые здания могут быть дороги в эксплуатации, дешевые конструкции имеют меньший срок службы и т.д.

$$\mathcal{E}_{инт} = \mathcal{E} + \mathcal{E}_t^{ср} + \mathcal{E}_{эсн} \quad (1)$$

Методика расчета экономического эффекта от сокращения продолжительности возведения объекта ($\mathcal{E}_t^{ср}$), экономического эффекта в сфере эксплуатации объекта ($\mathcal{E}_{эсн}$), капитальных вложений в базу при расчете приведенных затрат одинакова для всех видов строительных конструкций и в данной статье не рассматривается.

При этом экономический эффект от сокращения приведенных затрат (\mathcal{E}) определяется как разность величин приведенных затрат за расчетный срок экс-

платации (T_{max}). Экономический эффект от сокращения приведенных затрат определяется с учетом фактора времени, то есть учитывается нормативный срок службы конструкций по вариантам (T_i). За расчетный срок эксплуатации (T_{max}) принимается наибольший из нормативных сроков службы конструкций по рассматриваемым вариантам (T_i).

Приведенные затраты (Z_i) за срок службы i -го конструктивного элемента (T_i) определяются по формуле:

$$Z_i = C_i^{ср6} + E_n \cdot K_i, \quad (2)$$

где K_i – капитальные вложения в основные производственные и оборотные фонды строительной организации по i -му конструктивному элементу, приходящиеся на возведение данного объекта, руб./год. (Методика определения в данной статье не рассматривается [1]);

$E_n \cdot K_i$ – плата за капитал, вложенный в основные производственные и оборотные фонды строительной организации за время возведения i -го конструктивного элемента, руб.;

$C_i^{ср6}$ – расчетная себестоимость СМР для i -го конструктивного элемента по сравниваемым вариантам проектных решений представляет собой *стоимость конструкций в деле*, т. е. стоимость конструкций, установленных в проектное положение.

При доходном подходе

Общий экономический эффект инвестора $\mathcal{E}_{инв}$ от использования более выгодного варианта конструктивного решения определяется как превышение чистой текущей стоимости одного из вариантов над чистой текущей стоимостью другого по формуле:

$$\mathcal{E}_{инв} = NPV_{min} - NPV_{max}. \quad (3)$$

Чистая текущая стоимость по варианту конструктивного решения NPV за период эксплуатации конструктивного элемента T определяется по следующей формуле:

$$NPV = \sum_{t=1}^T \frac{ЧД_t - K_t}{(1 + R_{инв})^t} = \sum_{t=1}^T \frac{ЧД_t}{(1 + R_{инв})^t} - C^*, \quad (4)$$

где K_t – величина капвложений в конструктивный элемент, освоенных в t -м году, руб./год;

$R_{инв}$ – реальная ставка дисконтирования для инвестора, руб./руб./год;

C^* – сметная стоимость конструктивного элемента для рассматриваемого варианта, руб.;

$ЧД_t$ – общий чистый доход инвестора в t -м году, руб./год.

Оптимальный вариант конструктивного решения здания или сооружения с точки зрения инвестора – это вариант, имеющий максимальную чистую текущую стоимость:

$$NPV_i^*(C^*) \rightarrow \max. \quad (5)$$

При сравнении двух вариантов конструктивных решений с использованием методики расчета $ЧД_t$ и $R_{инв}$, разработанной на кафедре ЭиОС [4, 5], в результате ряда преобразований формула расчета экономического эффекта инвестора приобретает вид (6). В случае если производится замена нескольких конструкций, то NPV рассчитывается для каждой конструкции и суммируется по варианту в целом

$$\begin{aligned}
 \Delta_{\text{инв}} = NPV_2 - NPV_1 = f_2 \cdot h_2 \cdot \left[(1 - h_n) \cdot h_n \cdot \frac{C_2^k}{T_2^k} \right] + \\
 + \frac{(1 - h_n) \cdot (P_{i_2}^k - I_i^k(C_2^k)) + [h_n - (1 - h_n) \cdot h_n \cdot T_2^k] \cdot \frac{C_2^k}{T_2^k}}{R_{\text{инв}}} - f_2 \cdot C_2^k - \\
 - f_1 \cdot h_1 \cdot \left[(1 - h_n) \cdot h_n \cdot \frac{C_1^k}{T_1^k} \right] + \\
 + \frac{(1 - h_n) \cdot (P_{i_1}^k - I_i^k(C_1^k)) + [h_n - (1 - h_n) \cdot h_n \cdot T_1^k] \cdot \frac{C_1^k}{T_1^k}}{R_{\text{инв}}} - f_1 \cdot C_1^k,
 \end{aligned} \tag{6}$$

где NPV_2 – чистая текущая стоимость по второму варианту, руб.;

NPV_1 – чистая текущая стоимость по первому варианту, руб.;

f_1, f_2 и h_1, h_2 – коэффициенты, зависящие от нормативного срока эксплуатации конструкции и реальной ставки дисконтирования для инвестора по вариантам, (формулы (21) и (22) [5]);

h_n, h_n – ставки налогов на прибыль и на недвижимость, одинаковые по вариантам, доля единицы;

C_1^k и C_2^k – сметная стоимость конструктивного элемента для рассматриваемого варианта, руб.;

T_1^k и T_2^k – нормативный срок эксплуатации конструкции по вариантам, лет;

$P_{i_1}^k, P_{i_2}^k$ – балансовая прибыль инвестора, руб./год., без учета годовых амортизационных отчислений $A_{O_i}^k$ и ежегодных затрат на текущий ремонт и техническое обслуживание I_i^k по рассматриваемому конструктивному элементу по вариантам;

$I_i^k(C_1^k), I_i^k(C_2^k)$ – ежегодные затраты на текущий ремонт и техническое обслуживание (отопление, освещение, очистка от снега и др.) по рассматриваемому конструктивному элементу по вариантам, руб./год.

Методика оценки экономической эффективности вариантов конструктивных решений на основе доходного подхода позволяет выбрать оптимальный вариант конструктивного решения здания или сооружения с точки зрения инвестора. Приведенная методика оценки экономической эффективности конструктивных решений в строительстве основана на доходном подходе (рассчитывается чистый доход, приносимый объектом) и дисконтировании денежных потоков, что соответствует правилам по разработке бизнес-планов инвестиционных проектов [2].

При доходном подходе не до конца решена проблема определения прироста чистого дохода по вариантам в зависимости от факторов, которые сложно формализовать и дать стоимостную оценку. Определение P_i^k в рассматриваемой методике представляет наибольшую сложность. Прибыль от применения конструкции может проявляться в коммерческих объектах за счет повышения рыночной цены продажи или ставок арендной платы. Такое повышение может происходить за счет более полного удовлетворения потребностей заказчика по дизайну, удобству использования и другим характеристикам без учета изменения сметной стоимости конструкций. Для определения P_i^k можно использовать методы рыночного подхода, применяемые при оценке недвижимости, в частности метод сравнительных продаж с применением поправок на физические характеристики. Наиболее реально собрать информацию по ставкам арендной платы. На изменение ценности объ-

екта для потребителя в зависимости от характеристик его полезности большое влияние оказывает назначение объекта. В большей степени изменению подвержены торговые объекты, офисные помещения. Для жилья изменения могут учитываться при переходе в более высокую категорию по степени комфортности: жилье низких потребительских качеств, социальное жилье нормативных потребительских качеств, жилье повышенной комфортности, элитное жилье. Для производственных зданий, где прибыль получается в результате производственного процесса и выпуска продукции, влияние конструктивного решения минимально.

При использовании как затратного, так и доходного подхода в случае применения индивидуальных, нетиповых или вновь разработанных конструкций большую роль играет корректность расчета их сметной стоимости.

4 ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА СМЕТНОЙ СТОИМОСТИ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ РАЛИЧНЫХ МАТЕРИАЛОВ

Сметная или сметно-расчетная стоимость любых типов и видов конструкций в деле, учитывающая стоимость изготовления конструкций, транспортирования, монтажа и огнезащиты, руб., может быть представлена в следующем виде:

$$C_{\theta} = C_{з.д.к.} + C_{тр} + C_{сб} + C_{м} + C_{оз} + C_{окр} + C_{всп} + C_{вр} + C_{з\gamma} + C_{рез}, \quad (7)$$

где $C_{з.д.к.}$ – заводская стоимость конструкции;

$C_{тр}$ – транспортные расходы (включая заготовительно-складские расходы) по доставке материалов от предприятий-изготовителей или поставщиков до приобъектного склада определяются для большинства материалов в процентах от стоимости материалов в зависимости от зоны строительства;

$C_{сб}$ – стоимость укрупнительной сборки;

$C_{м}$ – стоимость установки в проектное положение (монтажа);

$C_{оз}$ – стоимость огнезащитной окраски деревянных элементов;

$C_{окр}$ – стоимость отделки и окраски конструкций и стальных элементов в построечных условиях;

$C_{всп}$ – стоимость различных вспомогательных работ, необходимых для возведения конструкции в соответствии со сметой;

$C_{вр}$, $C_{з\gamma}$ – затраты на временные здания и сооружения и на зимние удорожания соответственно;

$C_{рез}$ – резерв средств на непредвиденные работы и затраты подрядчика, служит для возмещения затрат, возникающих при производстве работ, в случае изменения по инициативе подрядной организации способов выполнения работ, замены механизмов, а также в установленном порядке отдельных строительных конструкций и материалов, предусмотренных в проектно-сметной документации, без ухудшения технических характеристик.

Сметная стоимость укрупнительной сборки $C_{сб}$, монтажа $C_{м}$, окраски $C_{окр}$ и других работ $C_{всп}$ для типовых конструкций определяется по сборникам НРР, текущим ценам на ресурсы или по сметам. Для новых типов конструкций эти стоимости рекомендуется определять на основе индивидуальных единичных расценок и на основе калькуляций, разработанных организациями, проектирующими и внедряющими в практику подобные конструкции.

В настоящее время отпускная цена строительных конструкций определяется согласно [11], при этом при калькулировании себестоимости по статьям расходов устанавливаются следующие группы затрат: сырье и основные материалы, возвратные отходы (вычитаются), вспомогательные материалы, различные виды топ-

лива и энергии, основная и дополнительная заработная плата производственных рабочих, отчисления на социальные нужды, общепроизводственные и общехозяйственные расходы, налоги и отчисления, коммерческие расходы. Различия в составе затрат на материалы, наборе операций при расчете заводской стоимости представлены в таблице. Порядок расчета стоимости и трудозатрат по отдельным элементам конструкции разработан на кафедре ЭиОС и в данной работе не приводится [15, 16, 17, 18]. Для определения затрат труда на изготовление ЖБК разработана программа «Трудоемкость изготовления железобетонных конструкций» в среде *Visual Basic for Application (VBA)*. Данная программа при верном вводе исходных данных позволяет определять как суммарную трудоемкость изготовления бетонных или железобетонных конструкций, так и трудозатраты на каждую из технологических операций производства готовой продукции.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

До настоящего времени рассматриваемая в статье проблема вариантного проектирования в полном объеме не находит отражения в практике проектирования в строительном комплексе Республики Беларусь. На фоне отказа от теории эффективности, основанной на приведенных затратах, применявшейся в условиях СССР, в практике принятия инвестиционных решений до сих пор не приняты нормативные акты, регламентирующие степень проработки вариантов конструктивных решений, оценку их доходности в течение всего жизненного цикла объекта недвижимости.

Для определения эффективности проектного решения по применению тех или иных конструкций важную роль играет правильный расчет стоимостных показателей в сопоставимых ценах, что является залогом корректных расчетов интегрального экономического эффекта как затратным, так и доходных методом. В настоящее время в строительном комплексе производится попытка перехода на расчеты в текущих ценах. На стадии проектирования, технико-экономического обоснования, особенно когда нет привязки к срокам, объектам, исполнителям, в расчетах эффективности целесообразно использовать базисные (сопоставимые) цены с детально проработанной общегосударственной нормативной базой, обеспечивающей сопоставимость расчетов.

Сравнительный анализ развернутых показателей вносит элемент научного исследования и поиска при разработке основного варианта здания или сооружения. В процессе разработки основного варианта, варьируя конструктивными решениями отдельных элементов и узлов, материалами для изготовления элементов, способами производства работ, можно улучшить некоторые показатели в системе развернутого технико-экономического сравнения. Не все еще исходные данные в настоящее время можно найти в нормативных источниках. Поэтому их необходимо собирать в проектных и научно-исследовательских организациях, занимающихся проектированием и исследованием современных конструкций или на предприятиях, изготавливающих подобные и аналогичные конструкции.

Вариантное проектирование и его экономическая оценка являются действенным инструментом в подготовке высококвалифицированных кадров инженеров-строителей, так как дают возможность в комплексе изучать вопросы взаимозаменяемости конструкций, технологий, методов организации работ с обоснованием правильности принятия решения по выбранным критериям. В этой связи мы считаем целесообразным в планах подготовки специальности ПГС усилить комплексность в курсовом проектировании по строительным конструкциям по проектированию одного объекта в различных конструктивных решениях с обязательной экономической оценкой вариантов, ввести в учебные планы курсовую работу по «Экономике строительства».

Таблица – Особенности расчета заводской стоимости конструкций из различных материалов

Показатель	Сборные железобетонные конструкции [15, 16]	Металлические конструкции [16]	Деревянные конструкции [18]
Заводская стоимость строительной конструкции	$C_{з.к.} = (ПЗ_{изг} + ОХРиОПР_{изг}) \cdot K_{ком} + Пр_{изг}$		
Прямые затраты завода-изготовителя	$ПЗ_{изг} = C_{о.м.} + C_{з.з.} + C_{м.з.} + C_{фот}$ $ПЗ_{изг} = C_{о.м.} + C_{суш} + C_{з.з.} + C_{м.з.} + C_{фот} + C_{ант} + C_{окр.с.з.}$		
Стоимость дополнительных заводских операций	$C_{з.з.}$ – стоимость электрической энергии на технологические цели, руб.;		
	$C_{м.з.}$ – стоимость тепловой энергии на технологические цели, руб.		
Стоимость основных материалов	$C_{о.м.} = C_{б} + C_{ст} + C_{дон} = C_{б} + C_{а} + C_{н} + C_{з.д.} + C_{дон}$	$C_{о.м.} = C_{осн} + C_{всп}$	Для КДК: $C_{о.м.} = \sum (V_{гнКДК} \cdot C_{гн} - V_{ант} \cdot C_{ант}) + C_{ст} + C_{см.з.}$
	<p>$C_{б}$ – стоимость бетонной смеси, включающая затраты на цемент, крупный и мелкий заполнители [8];</p> <p>$C_{ст}$ – стоимость арматурной стали, включающая затраты на элементы ненапрягаемой арматуры ($C_{а}$), элементы напрягаемой арматуры ($C_{н}$) и закладные детали ($C_{з.д.}$);</p> <p>$C_{дон}$ – стоимость дополнительных затрат (стоимость утеплителя, отделочных материалов и т.д.), необходимых для обеспечения теплоизоляционных, декоративных или других регламентируемых параметров бетонных или ЖБК.</p>	<p>$C_{осн}$ – стоимость основных деталей, воспринимающих силовые воздействия, руб.;</p> <p>$C_{всп}$ – стоимость вспомогательных деталей, обеспечивающих неизменяемость и устойчивость основных элементов (ребра жесткости, диафрагмы, фасонки, прокладки, стыковые элементы), руб.</p>	<p>Определение расхода пиломатериалов производится с учетом раскроя пиломатериалов на черновые заготовки, изготовления заготовочных блоков и объема конструкции в деле. Формулы расчета с коэффициентами, учитывающими отходы древесины на технологических переделах при механической обработке, разработаны в зависимости от вида конструкций [7, 10]:</p> <ul style="list-style-type: none"> • для отдельного элемента из цельной древесины; • на изготовление деревянных конструкций из круглого леса; • на изготовление элементов из досок и брусьев; • для металлодеревянной конструкции с элементами из цельной древесины; • для отдельного клееного элемента из досок; • на изготовление клееных деревянных конструкций (КДК); • для клефанерной конструкции; • для клееной конструкции, из готового клееного бруса.

Продолжение таблицы

Фонд оплаты труда основных производственных рабочих $C_{ФОТ} = \sum_{i=1}^n (C_{в.ш}^i \cdot T_{ш.о}^i) \cdot K_{меж.отр} \cdot K_{нар.ст} \cdot K_{прем} \cdot (1 + K_{снт.ш}/100) \cdot (1 + K_{ф.жс}/100)$

Трудо- ем- кость изготовле- ния	$T_K = T_{\delta} + T_a + T_n + T_{з.о} + T_y + T_{н.н} + T_{\phi} + T_{з.с.}$	$T_K = T_{об} + T_{сб} + T_{св} + T_{н.л.}$	Трудоёмкость изготовления деревянных элементов кон- струкций складывается из транспортных операций, поперечно- го раскроя, первичной торцовки досок, острожки, опилива- ния концов досок на «зубчатый шип», склейки заготовочных блоков
	T_{δ} – трудовые затраты на изготовление бетонной смеси; T_a – то же ненапрягаемой арматуры; T_n – то же напрягаемой арматуры; $T_{з.о}$ – то же закладных деталей; T_y – трудоёмкость укладки нена- прягаемой арматуры и заклад- ных деталей в формы; $T_{н.н}$ – трудоёмкость комплекса работ по натяжению напрягае- мой арматуры; T_{ϕ} – трудоёмкость формования изделий; $T_{з.с.}$ – трудоёмкость операций по повышению заводской готовности	$T_{об}$ – трудовые затраты на обработку детали; $T_{сб}$ – трудоёмкость сборки конструкции; $T_{св}$ – трудоёмкость сварки конструкции; $T_{н.л.}$ – трудозатраты нанесения лакокрасочного покрытия, содержащие затраты труда на зачистку, нанесение модификатора ржавчины, грунтовки и краски	Трудоёмкость сборки конструкций из заготовочных эле- ментов определяется суммарной трудоёмкостью операций транспортирования заготовочных деталей в процессе сборки, приторцовки элементов в узлах, образования необходимых отверстий, постановки болтов, забивки гвоздей
			Трудоёмкость изготовления стальных элементов состоит из трудоёмкости правки металла, разметки, резки, образова- ния отверстий, нарезки резьбы, сварки, огрунтовки и внутри- заводских транспортных операций
			При изготовлении большепролетных конструкций трудо- ёмкость изготовления КДК необходимо умножать на коэф- фициент сложности K_C , учитывающий увеличение трудоём- кости изготовления таких конструкций, а также отдельно учитывать гвоздевую запрессовку конструкций на специаль- ных стапелях, при изготовлении армированных конструкций учитывать дополнительные затраты труда на вклеивание ар- матурных стержней

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Инструкция по определению экономической эффективности использования в строительстве новой техники, изобретений и рационализаторских предложений: СН 509-78. – Введ. 01.01.1979. – М.: Госстрой СССР, 1979. – 52 с.
2. Правила по разработке бизнес-планов инвестиционных проектов: утв. пост. Минэкономики 31 авг. 2005 г., № 158 // Нац. реестр правовых актов Респ. Беларусь. – 2005. – 8/13184.
3. Экономика строительства. Курсовое и дипломное проектирование: учебное пособие / А.Н. Кочурко [и др.]. – Минск: Издательство Грвцурко, 2012. – 396 с.
4. Антонюк, Я.С. Методика оценки экономической эффективности вариантов конструктивных решений / Я.С. Антонюк, А.Н. Кочурко // Актуальные проблемы экономики строительства: материалы Респ. науч.-практ. конф., Минск, 25–26 апр. 2008 г. / Белорус. гос. техн. ун-т; редкол.: Л.К. Корбан [и др.]. – Минск, 2009. – С. 13-22.
5. Антонюк, Я.С. Экономическое обоснование объемно-планировочных и конструктивных решений зданий и сооружений на основе доходного подхода: методические указания для студентов для студентов специальности 1-70 02 02 «Экспертиза и управление недвижимостью» и 1-27 01 01 «Экономика и организация строительства» дневной формы обучения / Я.С. Антонюк, А.Н. Кочурко, Л.Г. Срывкина // Брест. гос. техн. университет. – Брест: БГТУ, 2013. – 21 с.
6. Кочурко, А.Н. Экономическое обоснование конструктивных решений зданий и сооружений на основе затратного подхода на базе НРР-2012: пособие / А.Н. Кочурко, Л.Г. Срывкина. – Брест: Издательство БрГТУ, 2012. – 80 с.
7. Лихтарников, Я.М. Техничко-экономические основы проектирования строительных конструкций: учеб. пособие для вузов / Я.М. Лихтарников, Н.С. Летников, В.Н. Левченко. – Киев-Донецк: Вища школа. Головное изд-во, 1980. – 240 с.
8. Михайлов, К.В. Производство сборных железобетонных изделий / К.В. Михайлов, К.М. Королев. – М.: Стройиздат, 2008. – 447 с.
9. Кудишин, Ю.И. Металлические конструкции: учебник для студ. высш. учеб. заведений / Ю.И. Кудишин, Е.И. Беленя, В.С. Игнатъева; под ред. Ю.И. Кудишина. – 11-е изд., стер. – М.: Издательский центр «Академия», 2008. – 688 с.
10. Иванов, В.А. Конструкции из дерева и пластмасс / В.А. Иванов, В.З. Клименко. – Киев: Вища школа. Головное изд-во, 1983. – 279 с.
11. Методические рекомендации по нормативному методу ценообразования в промышленности строительных материалов Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь: Приказ Минстройархитектуры Респ. Беларусь от 9 февр. 2011 г. № 28. – Режим доступа: <http://pravo.levonevsky.org/bazaby11/republic02/text909.htm>.
12. ОАО «Гомельский комбинат строительных конструкций» [Электронный ресурс] – Режим доступа: <http://www.gomelksk.com/pub/index.php>.
13. КУП «Брестжилстрой» [Электронный ресурс] – Режим доступа: <http://www.dsk-brest.by>.
14. ОАО «Светлогорский ДСК» [Электронный ресурс] – Режим доступа: <http://www.sdsb.by>.
15. Черноиван, А.В. Определение отпускной цены бетонных и железобетонных конструкций в вариантно проектировании / А.В. Черноиван, А.Н. Юшкевич // Вестник Брестского государственного технического университета. – 2013. – № 3(81): Экономика. – С. 70-74.
16. Юшкевич, А.Н. Методы учета заводской стоимости бетонных и железобетонных конструкций в вариантно проектировании // Сборник конкурсных научных работ студентов и магистрантов: в 2 ч. / УО «Брестский государственный технический университет». – Брест, 2013. – Ч. 1. – С. 299-303.
17. Хухарев, Д.В. Определение прямых затрат изготовления металлических конструкций // Сборник конкурсных научных работ студентов и магистрантов: в 2 ч. / УО «Брестский государственный технический университет». – Брест, 2014. – Ч. 1. – С. 157-161.
18. Кочурко, А.Н. Техничко-экономическая оценка эффективности применения деревянных конструкций в строительстве / А.Н. Кочурко // Вестник Брестского политехнического института. – 2012. – № 1: Строительство и архитектура. – С. 136-140.

Кузнецова В.В.

ВЛИЯНИЕ СПОСОБА СВАРКИ НА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ КРЕСТООБРАЗНЫХ СВАРНЫХ СОЕДИНЕНИЙ АРМАТУРЫ

Целью настоящей работы является создание и исследование конечно-элементных моделей крестообразных соединений арматуры диаметрами до 10 мм, сваренных дуговым способом в среде активного газа CO_2 и контактно-точечным. Требуется выяснить, будут ли сварные соединения удовлетворять условиям прочности по первой группе предельных состояний на действие расчетных нагрузок. Рассматриваемая задача была вызвана необходимостью модификации процесса сварки пространственных арматурных каркасов в условиях предприятия-изготовителя без переоборудования цеха.

При механических испытаниях сварных соединений сложно наблюдать за процессами, протекающими в образце вследствие их скоротечности. Кроме того, нельзя однозначно оценить влияние различных видов дефектов на работоспособность конструкции в целом. При компьютерном моделировании эти задачи решаются быстрее, с меньшими затратами и на более высоком техническом уровне. Применение математических методов и математического моделирования сварочных процессов превратилось в мощный инструментальный исследования и познания процессов, происходящих в сложных технологических системах, позволяющих не только получить формализованное описание их основных закономерностей, но и эффективно управлять ими.

Сварные соединения в настоящее время являются наиболее распространенными по сравнению с другими типами неразъемных соединений. Это объясняется тем, что они наиболее прочные, технологичные и экономичные. В соответствии с требованиями нормативных документов стыковку крестообразного соединения следует осуществлять контактной точечной сваркой. Однако процесс сварки усложняется тем, что сварочные клещи из-за своих габаритных размеров снижают производительность труда и делают работу более трудоемкой. При производстве сварных металлоконструкций все более широкое применение находят способы сварки с управляемым каплепереносом электродного металла, такие как, дуговая сварка полуавтоматом в среде защитных газов. Сварка в смеси газов положительно сказывается на технологических свойствах сварочной дуги (повышая стабильность ее горения), происходит снижение размеров брызг и уменьшение потерь на разбрызгивание, уменьшается выпуклость шва. Однако возможности дуговой сварки в производстве соединений арматуры из малых диаметров и вопрос влияния остаточных напряжений и деформаций на прочность соединений мало изучены и до конца не раскрыты. Накоплен лишь небольшой опыт использования дуговой сварки для соединения изделий из тонколистовой стали.

Существующие в настоящий момент математические методы и модели в основном созданы для широко используемых и глубоко изученных способов сварки (ручная дуговая сварка, механизированная сварка и автоматизированная сварка под слоем флюса). Расчетный анализ крестообразных соединений из стальной арматуры малых диаметров, сваренных дуговым способом в среде активного газа CO_2 и контактно-точечным, до настоящего времени не выполнял-

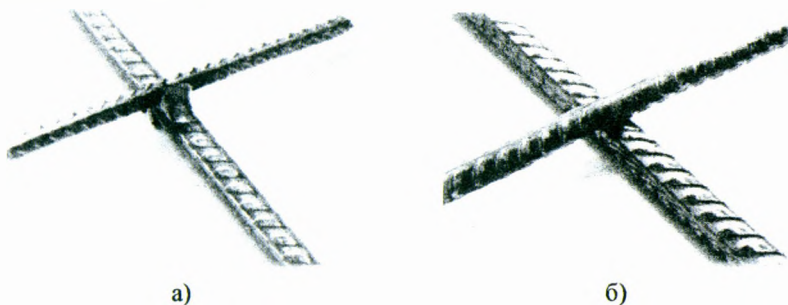
ся, а определялся только на основе эксперимента. В связи с этим представляется актуальной разработка при помощи компьютерных программ модели поведения сварного соединения из стальной арматуры, включая процессы деформации и разрушения материала, с определением мест начала разрушения и траекторий роста трещин непосредственно в процессе моделирования. Объединение расчетного и экспериментального подходов позволит выйти на новый уровень оценки прочности и работоспособности исследуемых сварных соединений.

Объекты и методы исследования. Объектами исследования служили сварные крестообразные соединения из стальной арматуры диаметрами от 4 до 10 мм, сваренные контактно-точечным и дуговым способом сварки в среде активного газа CO_2 .

Исследования выполняли методом компьютерного моделирования с использованием программного комплекса ANSYS Mechanical. Статистическую обработку расчетных данных производили при помощи процессора «Excel».

Результаты исследований. Для расчета сварных конструкций существует много методик, пособий, но самым оптимальным методом сегодня является метод конечных элементов (далее МКЭ). Расчет МКЭ позволяет получить более точную, по сравнению с сопроматом или другими приближенными методиками, оценку напряженно-деформированного состояния в сечениях в зависимости от геометрии и схемы приложения усилий.

Объектами исследования служили узлы, выполненные в виде крестообразного соединения из арматуры в месте ее пересечения двумя видами сварки: дуговым способом в среде активного газа CO_2 и контактно-точечным (рисунок 1). Для крестообразных соединений использовалась стальная арматура диаметрами $d = 4, 5, 6, 8$ и 10 мм.



а) дуговой сваркой полуавтоматом в среде активного газа CO_2 ,

б) контактно-точечной сваркой

Рисунок 1 – Крестообразные соединения арматуры $d 4 \times 6$ мм, выполненные

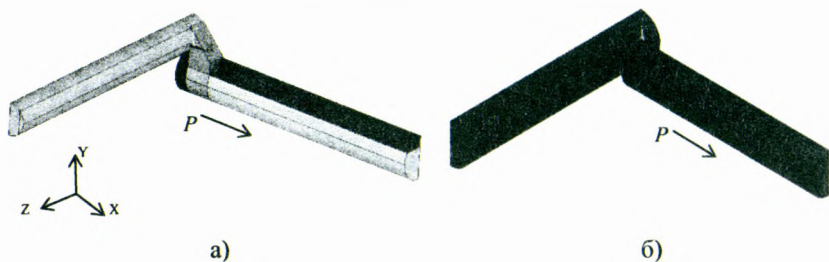
Для выяснения причин разрушения крестообразных сварных соединений из арматуры малых диаметров в процессе нагружения были созданы конечно-элементные модели этих соединений средствами расчетно-программного комплекса ANSYS Mechanical.

Разработка математической модели включала следующие основные этапы: создание геометрии модели, задание физических свойств материалов, начальных и граничных условий (механические нагрузки, контактные характеристики), формирование алгоритма расчета.

Особенностью сварных соединений является возможность проявления в небольшом объеме, практически в одной точке, целого ряда факторов, осложняющих оценку опасности разрушения: острых конструктивных концентраторов напряжения, границ зон с различными свойствами, технологических дефектов, остаточных напряжений, градиентов температуры. С одной стороны расчетная схема должна описывать закономерности натурной конструкции с требуемой точностью, т.е. быть адекватной по отношению к ней, а с другой стороны быть наиболее простой.

Расчетную схему сварного соединения получили из реальной конструкции, освобождая ее от менее существенных признаков при сохранении главных: размеров и очертания контура, механических и деформативных свойств материалов, характера нагружения, соединения и закрепления элементов. Исходными данными для построения расчетной схемы модели явились геометрические размеры сварных соединений, катет сварного шва и вид их сварки. Геометрические размеры расчетной модели были получены путем обмера крестообразных соединений, использованных в дальнейшем при натуральных испытаниях на растяжение, сваренных дуговым способом полуавтоматом в среде активного газа и контактно-точечным. На основании этих данных была построена геометрическая и конечно-элементная модели крестообразного сварного соединения.

Рассматриваемые системы состояли из двух взаимно перпендикулярных стержней арматуры длиной 10 см, соединенных сваркой. Конструкции сварных соединений симметричные и имели две плоскости симметрии по осям XU и YZ , поэтому расчеты проводились для одной четвертой части рассматриваемых системы. Общее количество объемов крестообразного соединения, сваренного дуговой сваркой, составило 36. Рассматриваемая часть системы соединения была разбита на 9 объемов. При контактно-точечной сварке общее количество объемов составило 12, для рассматриваемой части системы – 3.



а) дуговая сварка в среде CO_2 , б) контактно-точечная сварка, P – прикладываемая нагрузка
Рисунок 2 – Геометрическая модель крестообразного соединения

Объемы были разбиты на конечные элементы с помощью тетраэдральных квадратичных 10-узловых конечных элементов Solid 187, имеющих 3 степени свободы в каждом узле.

С учетом исходных данных приняли следующие граничные условия для соединений – симметрия на плоскостях симметрии, закрепление одной точки по оси Y . В качестве нагрузки прикладывалось равномерно распределенное давление P , действующее по оси X . Распределение перемещений, напряжений и деформаций по конечному элементу – квадратичное. В диапазоне допустимых нагрузок не должна происходить общая или местная потеря устойчивости. Пола-

галось, что материал изотропный и упругий. Для расчета интенсивности напряжений задавались физические и механические свойства арматурной стали и сварного шва, представленные в таблице 1 [3].

Таблица 1 – Параметры для расчета интенсивности напряжений

Материал	Марка	Временное сопротивление R_m , МПа	Предел текучести σ_y , МПа	Модуль упругости E , МПа	Коэффициент Пуассона μ
Арматурная сталь, класс S500	Ст3пс	600	500	2,1·10 ⁵	0,3
Наплавляемый металл	Св-08Г2С	550	450		

Одним из наиболее важных этапов конечно-элементного анализа является построение сетки конечных элементов. Перед созданием конечно-элементной сетки выделяли предполагаемые области концентрации напряжений. Мелкую сетку накладывали там, где ожидался большой градиент деформаций или напряжений, в нашем случае это сварной шов, область прилегающего к нему арматурного стержня и зона стыка, где локализуется пластическая деформация, а крупная сетка применялась в зонах с малоизменяющимися относительными деформациями или напряжениями.

Общий вид конечно-элементной модели конструкции крестообразного соединения, сваренного дуговым способом, состоял из 11 тыс. элементов, количество уравнений при расчете составило 43 тыс.; для контактно-точечного способа количество элементов составляло 7 тыс., количество уравнений – 35 тыс.

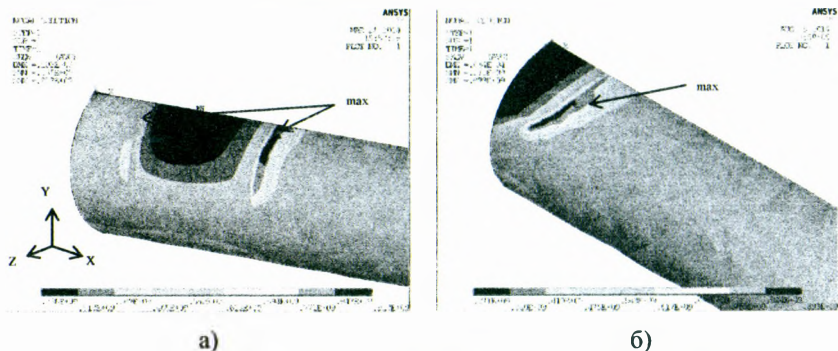
Согласно нормативным документам временное сопротивление крестообразных соединений стальной арматуры должно быть не ниже 525 МПа [4]. Соответственно, нагружение модели проводили распределенной нагрузкой, которая составила $P = 525$ МПа и прикладывали вдоль оси X согласно расчетной схеме (рисунок 2) [5].

Анализ выполнили с учетом геометрической нелинейности. Серии расчетов проводили для случаев соединения различных диаметров стержней арматуры и способов сварки. При анализе результатов расчета для пластичных материалов за предельное напряжение принимали предел текучести $\sigma_u = \sigma_y$ [2]. В качестве критериев оценки напряженного состояния принимали характер распределения эквивалентных напряжений по всей плоскости соединения, локализацию максимальных эквивалентных напряжений в зоне стыка и размер зоны, в которой эквивалентные напряжения превышают предел текучести основного металла.

Всего было рассчитано 50 типов сварных соединений. Принципиальная схема распределения напряжений была одинакова во всех случаях. Различия наблюдались лишь в значении напряжений. Наибольшее внимание следует уделить напряженно-деформированному состоянию в зоне сварных швов. Более ясная картина возникающих напряжений проявилась при более близком рассмотрении полей эквивалентных напряжений соединения и зоны сварного шва (рисунок 3).

Выявлено увеличение напряжений в местах присоединения материала сварного шва с основным металлом. В первом случае (при дуговой сварке) разгрузка наблюдалась посередине примыкания сварного шва на стержне арматуры, во втором случае (контактно-точечная сварка) в зоне стыка арматурных стержней, где локализуется пластическая деформация. Однако следует заметить, что данная величина концентрации напряжений не оказывала существенного влияния на несущую способность сварных соединений. Напряжения в центре сварного

соединения начинают расти только тогда, когда напряжения в основном материале приближаются к границе предела текучести.

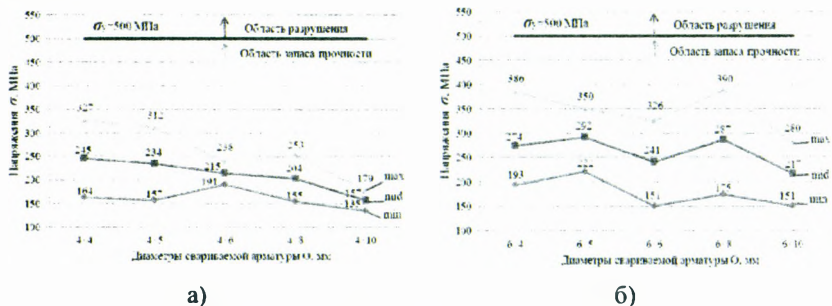


а) дуговая сварка в среде CO₂, б) контактно-точечная сварка
 Рисунок 3 – Градиент распределения деформаций в продольной арматуре сварного соединения по оси XZ от действия растягивающих нагрузок

Установлено, что в сварном шве распределение напряжений не являлось равномерным. Наибольшая значительная концентрация напряжений наблюдалась в местах переходов от шва к основному металлу и колебалась от 542 до 923 МПа. Эти участки стыкового соединения являлись наиболее уязвимыми при приложении растягивающих нагрузок, т.к. в этих зонах напряжения значительно превышали предел текучести основного металла. В центре сварного шва значения напряжений по мере перехода к границе соединения с арматурой изменялись от 236 до 410 МПа. Таким образом, в данном случае запас прочности сварных соединений составил от 20 до 25 %. Увеличение фрагментации расчетной схемы не оказало влияния на сходимость конечных результатов.

Аналогичным образом были сгенерированы конечно-элементные модели для различных видов сварки и диаметров привариваемой поперечной арматуры крестообразных соединений – 4, 5, 6, 8, 10 мм.

На рисунке 4 приведены минимальные, средние и максимальные значения напряжений для каждого типа рассматриваемого крестообразного соединения арматуры.



а) дуговая сварка в среде CO₂, б) контактно-точечная сварка
 Рисунок 4 – Эквивалентные напряжения, возникающие в сварном крестообразном соединении

Выявлено, что в большинстве случаев напряжения уменьшались с увеличением диаметра привариваемой арматуры. В крестообразных соединениях, сваренных дуговым способом, возникающие напряжения на 15–40 % ниже, чем у соединений, сваренных контактно-точечной сваркой. При контактно-точечной сварке в зоне стыка пластическая деформация приводит к повышению прочности материала (деформационное упрочнение) и снижению степени неоднородности его состояния. Возможно, поэтому значения эквивалентных напряжений во втором случае сварки получились немного выше, чем в первом. При дальнейшем повышении нагрузки напряжения росли прямо пропорционально увеличенной нагрузке. При приложении к соединению разрывной нагрузки [5, 6] значения напряжения на границе соединения и сварного шва достигали предела текучести и, соответственно, происходило разрушение соединения.

Полученные результаты по значению напряжений и деформаций адекватно сопоставимы с экспериментальными лабораторными измерениями. Установлено, что запас прочности для такого типа соединений составлял от 30 до 60%.

Заключение

С помощью программ трехмерного моделирования разработаны пространственные конечно-элементные модели крестообразных соединений арматуры малых диаметров, сваренных различными способами. Уточнено напряженно-деформированное состояние таких соединений в условиях упруго-пластической стадии нагружения.

Анализ полученных эквивалентных напряжений в узлах и деталях конструкции сварного шва показал, что для рассмотренных условий нагружения они не превышали допустимых для всех диаметров. В крестообразных соединениях, сваренных дуговым способом, возникающие напряжения на 15–40 % ниже, чем у соединений, сваренных контактно-точечной сваркой. Показано, что в околошовной зоне сварного соединения возникают остаточные напряжения, достигающие предела текучести. Выявлено, что напряжения увеличивались по мере перехода к границе соединения с арматурой, однако находились в области передела запаса прочности. Установлено, что запас прочности для такого типа соединений составлял от 30 до 60%.

Расчетные значения напряжений на поверхности сварного узла удовлетворительно согласуются с данными натуральных испытаний – разрыв происходит по арматуре в зоне сопряжения сварного шва и арматуры [5, 6]. Это подтверждает корректность выбора расчетных схем и достоверность получаемых результатов численного моделирования.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Харевич, Т.В. Организация сварочного производства: день сегодняшний / Т.В. Харевич // Республиканская строительная газета. – 2012. – № 24 (477). – С. 6.
2. Эрдели, Н.А. Сопротивление материалов: учебное пособие для бакалавров / Н.А. Эрдели, А.А. Эрдели. – М: ООО «Кнорус», 2012. – 160 с.
3. Железобетонные конструкции. Основы теории, расчета и конструирования / Н.П. Блещик [и др.]; под общ. Ред. Т.М. Пецоляда и В.В. Тура. – Брест: БГТУ, 2003. – 380 с.
4. Изделия арматурные сварные для железобетонных конструкций. Технические условия: СТБ 2174-2011. – Введ. 2011-02-23. – Минск: Госстандарт, 2011. – 46 с.
5. Врублевская, В.В. Исследование прочности крестообразных соединений из стальной арматуры малых диаметров, выполненных дуговой сваркой полуавтоматом в среде активного газа / В.В. Врублевская, А.А. Васильев, Д.М. Гурский // Вестник Полоцкого государственного университета. Серия В, Промышленность. Прикладные науки. – 2013. – № 3. – С. 35–41.
6. Врублевская, В.В. Компьютерное моделирование напряженно-деформированного состояния сварного соединения арматурных стержней / В.В. Врублевская, А.О. Шимановский, А.А. Васильев // Строительная наука и техника. – 2013. – № 2. – С. 60–63.

АВТОМАТИЗАЦИЯ КАЛЕНДАРНОГО ПЛАНИРОВАНИЯ КАК ИНСТРУМЕНТ ПОВЫШЕНИЯ КАЧЕСТВА ПОДГОТОВКИ КАДРОВ

Повышению эффективности строительства (сокращению сроков, снижению затрат) в определенной степени препятствует успешное применение в отрасли календарных планов строительства (реконструкции, капитального ремонта).

Это обусловлено рядом обстоятельств:

- во-первых, процесс разработки календарного плана – трудоемкая задача, требующая к тому же от разработчика высокой квалификации и опыта;
- во-вторых, в случае отклонения процесса от плана он теряет свою актуальность и требуется его пересоставление, что не менее трудоемко;
- в-третьих, в условиях несовершенной конкуренции подрядчик не заинтересован ни в самом плане, ни в неукоснительном исполнении его;
- в-четвертых, в отрасли слабо распространено использование программных продуктов, позволяющих автоматизировать процесс разработки календарных планов.

В настоящее время преодолеть эти проблемы можно с помощью специальных программ, позволяющих автоматизировать процесс построения календарных планов. Современные системы календарного планирования и контроля реализации проектов обладают широкими возможностями не только для составления календарных планов проектов. Они также позволяют осуществлять контроль за выполнением проекта, то есть отслеживать стадии его выполнения как в целом, так и по отдельным видам работ. Составление календарных планов с помощью специальных программ осуществляется довольно быстро, что увеличивает скорость выполнения самого проекта. Если же какие-то работы не могут быть выполнены в срок, можно пересмотреть ход их выполнения, перераспределить ресурсы либо просто отодвинуть срок сдачи проекта, если это можно сделать в соответствии с данными условиями. Большую роль играет возможность составления отчетов о ходе выполнения плана и обмен данными по аналогичным проектам.

В системах календарного планирования можно получать данные с различной степенью детализации, что делает возможным использование одного и того же программного обеспечения как на различных стадиях проекта, так и на различных уровнях управления.

Для целей подготовки инженеров для строительной отрасли могут быть использованы следующие программные продукты:

- наиболее удобным средством создания и управления проектами является Microsoft Project, который позволяет легко вводить и корректировать график работ. С помощью этой программы можно рассмотреть свой проект в любой перспективе и быстро перейти от одного представления к другому. Специальные инструменты помогут сравнить альтернативы «что - если», чтобы оперативно отреагировать на изменившиеся обстоятельства и вернуть проект в нормальное русло. Управление проектом на стадии его реализации заключается в отслеживании состояния работ и определении, выполняются ли они в соответствии с планом. Если выполнение отстает от плана, то следует либо изменить план, либо принять меры для ликвидации задержки. Microsoft Project автоматизи-

чески откорректирует план в соответствии с внесенными изменениями. Программа также предоставит информацию о том, какие ресурсы перегружены и какие работы не могут быть выполнены в срок. С помощью различных режимов просмотра информации о проекте и отчетов можно быстро определить виды работ, выполнение которых;

– Time Line – система управления проектами начального уровня, имеющая блок календарного планирования и выдающая удобно используемый план в форме диаграммы Ганта с графиками распределения ресурсов в табличной форме или в форме гистограммы. В Time Line используются все четыре вида прямых временных связей. Time Line предлагает достаточно мощные алгоритмы работы с ресурсами, включающие средства межпроектного назначения и выравнивания перегрузок ресурсов, гибкие возможности по описанию специфических календарных графиков работы ресурсов. Программа содержит гибкие средства поддержки формирования отчетов и средства настройки на пользовательскую информационную среду. Time Line рекомендована для планирования проектов средней сложности или комплексов малых проектов;

– Spider Project является системой управления проектами более высокого уровня, но для целей календарного планирования ее возможности существенно не отличаются от Time Line. Программа позволяет составлять расписания исполнения работ с учетом ресурсных, финансовых и временных ограничений, производить бюджетирование проектов и стоимостной анализ их исполнения, ведение учета исполнения работ, планирование и анализ работы ресурсов, анализ отклонений хода работ от запланированного и прогнозирование вероятности успешного исполнения запланированных параметров. Использование этой программы для подготовки специалистов ограничено по причине ее высокой стоимости, но разработчик предоставляет для свободного использования демо-версию разработчика календарного плана в которой ограничена 40 операциями (работами);

– Rillsoft Project предназначена для расчета оптимального календарного плана работ на стадии исходного планирования и в темпе технологического процесса управления проектом, а также проведения анализа выполнения проекта и его коррекции. В отличии от Time Line и Spider Project данный программный продукт позволяет уложить календарный план в директивные сроки, минимизировать ресурсы и получить наиболее стабильную загрузку персонала. В Rillsoft Project людские ресурсы можно планировать на основе специальностей, бригад и конкретных исполнителей, специальности могут иметь несколько степеней квалификации. Бригаду рабочих можно описать как без детализации исполнителей, указывая ее производительность и стоимость в час, так и детально через список персонала, при этом конкретный исполнитель может принадлежать к нескольким командам, иметь несколько специальностей с разными коэффициентами продуктивности и загрузки. Проект может быть представлен в различных формах: Гантт, сетевая диаграмма, график ресурсов и др.;

Всего же известно около 30 систем управления проектами, которые могут быть использованы для разработки календарных планов. Но все они обладают одним недостатком, сдерживающим их применение в строительстве: в них отсутствует возможность импорта перечня работ из смет, разрабатываемых в наиболее распространенных в Республике Беларусь форматах.

В Российской Федерации создана программа PlanWIZARD, предназначенная для автоматизации управленческой деятельности в строительных организациях, а именно – для календарного планирования и сетевого планирования проектов в

строительстве. Одна из функциональных возможностей программы – построение диаграммы Ганта, которая позволяет ярко и наглядно представить сроки и важность производимых работ и демонстрирует связи между осуществляемыми строительными работами. Программа обладает полной совместимостью с программным продуктом SmetaWIZARD, который используется для составления смет. Это та самая функция, которой не хватает системам управления проектами, применяемым в Республике Беларусь.

Использованием систем управления проектами в подготовке специалистов для строительной отрасли преследуется, с одной стороны, цель повышения качества подготовки, а с другой – расширения использования в отрасли инструментов разработки календарных планов в автоматизированном режиме и, как следствие, повышению ее эффективности.

Разработка же календарных планов в автоматизированном режиме на практике даст возможность снизить трудоемкость решения этой задачи, оперативно вносить изменения, повысить эффективность использования ресурсов, сократить сроки строительства (реконструкции, капитального ремонта) и, как следствие, снизить себестоимость строительной продукции.

УДК 624-2/-9

Матвеевко Е.В.

ТЕПЛОПТЕРИ ЗДАНИЙ В РАЗЛИЧНЫХ ТИПАХ ГОРОДСКОЙ ЗАСТРОЙКИ

В данной статье рассматривается влияние объемно-планировочного решения застройки на величину теплопотерь зданиями. Выполнены расчеты теплопотерь трех вариантов застройки. Сделаны выводы о зависимости теплопотерь здания от объемно-планировочного решения, градостроительной концепции и ориентации по сторонам света.

ВВЕДЕНИЕ

Современная жилищная и градостроительная политика Республики Беларусь направлена на решение вопросов энергоэффективного планирования. Оценка энергоэффективности зданий и сооружений в Республике Беларусь регулируется ТКП 45-2.04-196-2010 «Тепловая защита зданий. Теплоэнергетические характеристики. Правила определения», которое предполагает составление теплоэнергетическоко паспорта здания. При составлении теплоэнергетического паспорта здания мы имеем дело с проектом конкретного здания. Однако вопросы энергоэффективности требуют рассмотрения ещё на стадии планирования застройки. Таким образом, поставлена задача рассчитать теплопотери трёх вариантов застройки района, с целью определить влияние планировочного решения на величину потерь теплоэнергии на отопление, оценить возможность использования солнечной энергии во время отопительного периода для частичного компенсирования затрат на отопление.

1. ФАКТОРЫ, ВЛИЯЮЩИЕ НА ВЕЛИЧИНУ ТЕПЛОПТЕРЬ ЗДАНИЯМИ

Для теплотехнической оценки объемно-планировочных и конструктивных решений и для ориентировочного расчета теплопотерь здания используются показате-

лем «удельный расход тепловой энергии на отопление здания за отопительный период». На величину этого показателя оказывают влияние следующие факторы:

1. Наружные климатические условия, определяемые показателем «градусо-сутки».
2. Уровень теплозащиты наружных ограждений зданий.
3. Объемно-планировочные характеристики зданий.
4. Величина бытовых тепловыделений в квартирах.
5. Наличие индивидуальных средств регулирования теплоотдачи отопительных приборов.

Теплоэнергетическое воздействие наружного климата на поверхность зданий может оказывать положительное или отрицательное влияние на его тепловой баланс и, следовательно, теплоэнергетическую нагрузку на систему отопления и кондиционирования воздуха. Например, воздействие солнечной радиации на здание в зимнее время снижает нагрузку на систему отопления. Теплоэнергетическое воздействие наружного климата на тепловой баланс здания можно оптимизировать за счет выбора при проектировании формы и ориентации здания. Эта задача давно привлекает внимание специалистов [4, 5].

Объемно-планировочные характеристики здания существенно влияют на величину теплопотерь. Основным аргументом при выборе энергоэффективного объемно-планировочного решения является минимальная площадь наружных стен [4], а также соотношение длины, ширины и высоты здания для оптимизации теплопотерь [5].

Также следует отметить, что на объемно-планировочные решения зданий оказывает влияние градостроительная концепция. Традиционная для Республики Беларусь градостроительная концепция предполагает микрорайонную схему застройки со свободной планировкой [6]. Средняя этажность застройки зависит от населенного пункта (для областных центров – 9-10 этажей, для г. Минска – 13-14 этажей).

Альтернативной градостроительной концепцией является квартальная или модульная. Эта концепция выдвигает на первый план качество среды проживания и предполагает формирование пространства на основе модулей, дифференцирующихся по различным характеристикам [7]. Периметр кварталов формирует высокоплотная жилая застройка малой и средней этажности (3-6 этажей).

Таким образом, очевидно, что расчет теплопотерь зданий с различными объемно-планировочными решениями должен осуществляться с учетом их расположения и ориентации в застройке.

2. РАСЧЕТ ТЕПЛОПОТЕРЬ ЗДАНИЯМИ В РАЗЛИЧНЫХ ТИПАХ ГОРОДСКОЙ ЗАСТРОЙКИ

В рамках проекта ЕС «Инициатива энергосбережения в строительном секторе стран Восточной Европы (ESIB) программы INOGATE» было разработано для расчета три варианта застройки участка, расположенного в г. Бресте.

Первый вариант – традиционная застройка – был разработан на основании технико-экономических показателей существующих застроек г. Бреста (Рис 1).

Второй вариант – модульная застройка – разработана УП «БЕЛНИИПГРАДОСТРОИТЕЛЬСТВА» и характеризуется небольшой этажностью (3-5 этажей). Данный проект подразумевает использование более эффективных инженерных сетей, уличного освещения (Рис. 2).

Третий вариант – модульная застройка с ориентацией на энергоэффективность. Данный вариант был предложен для сравнения экспертом ESIB Марком Белланже. В этом варианте основной упор сделан на ориентацию и форму зда-

ний, что позволит максимально использовать солнечную энергию наружными поверхностями зданий (Рис. 3).



Рисунок 1 – Вариант традиционной застройки

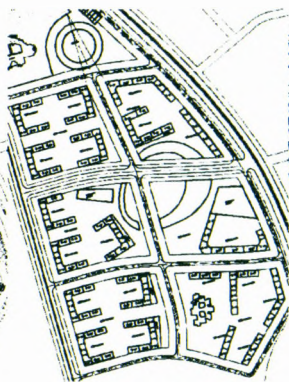


Рисунок 2 – Вариант модульной застройки, разработанный УП «БЕЛНИИПГРАДОСТРОИТЕЛЬСТВА»

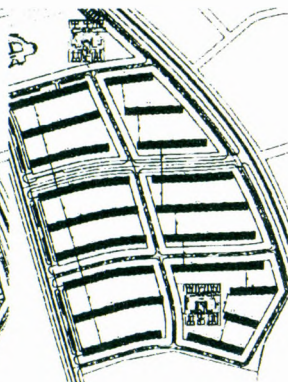


Рисунок 3 – Вариант застройки, предложенный экспертом Марком Белланже

Технико-экономические показатели трех вариантов приведены в таблице 1. Сопrotивление теплопередаче ограждающих конструкций было принято одинаковым во всех трёх вариантах и равно нормативному согласно ТКП 45-2.04-43-2006: для наружных стен – $3,2 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$, для покрытий – $6,0 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$.

В большинстве зданий в г. Бресте на сегодняшний день системы отопления имеют КПД около 70%. Модульная застройка предполагает использование более эффективных систем отопления, в которых КПД превышает 80%.

Таблица 1 – Технико-экономические показатели трех вариантов застройки

Проект генерального плана	Вариант 1 – Традиционная застройка	Вариант 2 – Модульная застройка	Вариант 3 – Модульная застройка + энергоэффективность
Суммарная общая площадь жилья	180 882 м ²	185 650 м ²	185 851 м ²
Средняя высота зданий	8-9 этажей	3-5 этажей	3-5 этажей
Общее количество квартир	2 390	2476	2 479
Метры квадратные (м ²) на человека	30 м ² /чел	30 м ² /чел	30 м ² /чел
Количество проживающих	6 029 чел	6 188 чел	6 195 чел

Расчет теплопотерь производился на основании СНБ 2.04.02-2000 «Строительная климатология», ТКП 45-2.04-196-2010 «Тепловая защита зданий. Теплоэнергетические характеристики. Правила определения», ТКП 45-2.04-43-2006 «Строительная теплотехника. Строительные нормы проектирования».

Результаты расчетов приведены в таблицах 2,3,4.

Таблица 2 – Расчет теплотерьер для варианта традиционной застройки

ВАРИАНТ 1		Традиционная застройка					
Количество квартир	2 390	Общая площадь пола		180 882	м2		
Ср. площадь 1 кварти	61	Полезная площадь пола		144 706	м2		
Соот. лестниц и стен	20%	Отапливаемый объем		390 706	м3		
Соот. окна/пол	15%	Кол. м2 на чел.		30	м2/чел		
Общая площадь стен	119 055 м2	Количество человек		6 029	чел.		
Пл. оболочки здания	138 716 м2	КПД системы отопления		70%			
Sc=Площадь/Объем	0,355	Градусо-дни для г. Бреста		3298			
	Пл. пов-ти, м2	Козф. т	Козф. U	Теплопоти ри Вт/°C	Потребность кВтч/год	Потребление кВтч/год	кВт /м2
Факт. площадь стен	97 445	1,0	0,313	30 452	2 410 302	3 443 289	
Окна	21 386	1,0	1,500	32 079	2 539 111	3 627 302	
Крыша	19 661	1,0	0,167	3 277	259 369	370 528	
Полы по грунту	19 661	0,5	0,400	3 932	311 243	444 633	
Наружные двери	224	1,0	0,833	187	14 801	21 145	
Сумм. потери через огр. констр.				69 927	5 534 828	7 906 897	
Вентиляция, м3	0,3	0,34		39 852	3 154 365	4 506 235	
Общие теплотерьеры и потребность энергии				109 779	8 689 193	12 413 132	86
Пассивная добавка солнечной энергии					950 441	1 357 773	9,4
Внутренняя добавка					914 223	1 306 033	9
Общая потребность энергии на отопление					6 824 529	9 749 327	67
Вентиляция с рекуператором					1 892 619	2 703 741	
Общая потребность энергии на отопление с рекуператором					5 562 783	7 946 833	55

Таблица 3 – Расчет теплотерьер для варианта модульной застройки, предложенной УП «БЕЛНИИПГРАДОСТРОИТЕЛЬСТВА»

ВАРИАНТ 2		Модульная застройка УП "БЕЛНИИПГРАДОСТРОИТЕЛЬСТВА"					
Количество квартир	2 476	Общая площадь пола		185 650	м2		
Ср. площадь 1 кварти	60	Полезная площадь пола		148 520	м2		
Соот. лестниц и стен	20%	Отапливаемый объем		401 004	м3		
Соот. окна/пол	11,4%	Кол. м2 на чел.		30	м2/чел		
Общая площадь стен	81 465	Количество человек		6 188	чел.		
Пл. оболочки здания	128 014	КПД системы отопления		80%			
Sc=Площадь/Объем	0,319	Градусо-дни для г. Бреста		3298			
	Пл. пов-ти, м2	Козф. т	Козф. U	Теплопоти ри Вт/°C	Потребность кВтч/год	Потребление кВтч/год	кВт /м2
Факт. площадь стен	60 023	1,0	0,313	18 757	1 484 657	1 855 822	
Окна	21 117	1,0	1,000	21 117	1 671 488	2 089 360	
Крыша	46 549	1,0	0,167	7 758	614 077	767 596	
Полы по грунту	46 549	0,5	0,400	9 310	736 892	921 116	
Наружные двери	325	1,0	0,833	271	21 419	26 773	
Сумм. потери через огр. констр.				57 213	4 528 534	5 660 667	
Вентиляция, м3	0,3	0,34		40 902	3 237 507	4 046 884	
Общие теплотерьеры и потребность энергии				98 115	7 766 041	9 707 551	65
Пассивная добавка солнечной энергии					1 047 231	1 309 038	8,8
Внутренняя добавка					947 120	1 183 899	8
Общая потребность энергии на отопление					5 771 691	7 214 614	49
Вентиляция с рекуператором					1 942 504	2 428 131	
Общая потребность энергии на отопление с рекуператором					4 476 688	5 395 860	38

Таблица 4 – Расчет теплопотерь для варианта модульной застройки, предложенной Марком Белланже

ВАРИАНТ 3		Модульная застройка Марка Белланже					
Количество квартир	2 479	Общая площадь пола		185 851	м2		
Ср. площадь 1 кварти	60	Полезная площадь пола		148 681	м2		
Соот. лестниц и стен	20%	Отапливаемый объем		401 438	м3		
Соот. окна/пол	11,4%	Кол. м2 на чел.		30	м2/чел		
Общая площадь стен	89 441	Количество человек		6 195	чел.		
Пл. оболочки здания	131 395	КПД системы отопления		80%			
Sc=Площадь/Объем	0,327	Градусо-дни для г. Бреста		3298			
	Пл. пов-ти, м2	Кэф. т	Кэф. U	Теплопоти ри Вт/°С	Потребность кВтч/год	Потребление кВтч/год	кВт /м2
Факт. площадь стен	67 803	1,0	0,313	21 189	1 677 119	2 096 399	
Окна	21 336	1,0	1,000	21 336	1 688 807	2 111 009	
Крыша	41 955	1,0	0,167	6 992	553 464	691 830	
Полы по грунту	33 564	0,5	0,400	6 713	531 325	664 157	
Наружные двери	301	1,0	0,833	251	19 851	24 814	
Сумм. потери через огр. констр.				56 481	4 470 567	5 588 208	
Вентиляция, м3	0,3	0,34		40 947	3 241 015	4 051 268	
Общие теплопотери и потребность энергии				97 427	7 711 581	9 639 477	68
Пассивная добавка солнечной энергии					1 367 919	1 709 899	12
Внутренняя добавка					948 267	1 185 334	8
Общая потребность энергии на отопление					5 395 395	6 774 345	45
Вентиляция с рекуператором					1 944 609	2 430 761	
Общая потребность энергии на отопление с рекуператором					4 098 989	5 123 736	34

Анализируя результаты расчетов, необходимо отметить, что общие теплопотери в вариантах 2 и 3 меньше, чем в варианте 1. Такие результаты объясняются уменьшением площади наружных стен, так как основные теплопотери приходятся на наружные стены, следовательно, уменьшение площади наружных стен приведет к сокращению теплопотерь. Данные результаты противоречат положениям ТКП 45-2.04-196-2010, в котором коэффициент компактности уменьшается с увеличением этажности [3].

Также необходимо отметить возможность максимального использования солнечной энергии для отопления. Как можно увидеть в таблицах, при преимущественно широтной ориентации зданий можно получать до 20% энергии, необходимой для отопительного периода. Следует отметить, что для широт Республики Беларусь наиболее оптимальной считается меридиональная ориентация зданий. Это обусловлено требованиями инсоляции и равными теплопотерями по двум длинным фасадам. Средняя за месяц продолжительность солнечного сияния в месяцы отопительного периода на широтах Республики Беларусь менее 100 часов, то использовать солнечную энергию как полностью альтернативную нецелесообразно. Однако при широком использовании поквартирных средств автоматического регулирования теплоотдачи отопительных приборов, широтная ориентация будет позволять владельцам экономить тепло по мере необходимости в зависимости от погодных условий.

На основании данных расчётов также можно сделать вывод, что концепции модульной застройки городов являются энергоэффективными по сравнению с тра-

диционным микрорайонным принципом застройки. Однако чтобы получить ощутимый эффект энергосбережения от ориентации зданий по сторонам света, его необходимо применять в совокупности с эффективными системами отопления.

Так как современная жилищная и градостроительная политика Республики Беларусь направлена на решение вопросов энергоэффективного планирования, следовательно, полученные закономерности необходимо использовать при планировании строительства. Сегодня вопрос энергоэффективного дома рассматривается в отношении отдельного здания. Данные расчёты показывают, что энергоэффективные решения должны быть отражены в градостроительной концепции и учитываться ещё на стадии разработки градостроительных планов. Это обусловлено тем, что объемно-планировочные решения отдельных зданий зависят от планируемой концепции градостроительства.

Следует отметить, что данные расчёты являются теоретическими и требуют дальнейшего подробного изучения и подтверждения для внедрения в строительную практику.

ВЫВОДЫ

- Теплотери отдельного здания зависят от его формы, размеров и ориентации по сторонам света.
- Наибольшие теплотери приходятся на наружные стены зданий. При проектировании необходимо выбирать форму здания таким образом, чтобы площадь наружных стен была минимальной.
- Градостроительные концепции модульной застройки являются более перспективными в плане энергоэффективности.
- Ориентация здания по сторонам света может позволить использовать солнечную энергию во время отопительного периода, при условии использования эффективных систем регулирования теплоотдачи отопительных приборов.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Строительная теплотехника. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-2.04-43-2006 (02250) / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2014.
2. Строительная климатология. Нормы проектирования: СНБ 2.04.02-2000 / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2001.
3. Тепловая защита зданий. Теплоэнергетические характеристики. Правила определения: ТКП 45-2.04-196-2010 / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2010.
4. Табуншиков, Ю.А. Теплоэнергетические нормативы для теплозащиты зданий АВОК / Ю.А. Табуншиков, М.М. Бродач, Н.В. Шилкин. – 2001. – № 4.
5. Головнев, С.Г. Оценка влияния архитектурно-планировочных решений гражданских зданий на энергоэффективность / С.Г. Головнев, А.Е. Русанов // Академический вестник УРАЛНИИПРОЕКТ РААСН. – 2012. – №4.
6. Глазычев, В.Л. Урбанистика. – М.: Изд.: «Европа», 2008. – Часть 1. – 220 с.
7. Отчет о НИР «Провести исследования и разработать методические рекомендации по проектированию нового модуля жилого района в населенных пунктах в соответствии с принципами безопасности, комфортности и эффективности» / Н.Н. Власюк (№ госрегистрации 20130953). – Минск, 2013.

ФОРМИРОВАНИЕ ИНДИВИДУАЛЬНОГО ОБЛИКА ОБЩЕГОРОДСКОГО ЦЕНТРА НОВОПОЛОЦКА

Формирование индивидуального облика любого из городов – задача сложная и актуальная. И в первую очередь, при реконструкции или новом строительстве она обращается к общегородскому центру, так как он является «лицом» города.

Общественный центр – главное общественное пространство города, наиболее активно посещаемое горожанами и приезжими. В нем сосредоточены общественные, деловые, культурные, административные, обслуживающие функции.

Общественный центр – комплекс зданий и сооружений или соответствующая функциональная зона жилого или промышленного городского района, города либо другого населённого пункта, системы группового расселения, области [1].

Формирование неповторимого, индивидуального и высокого архитектурно-художественного уровня современного общегородского центра должно быть неразрывно связано с созданием в нем выразительных архитектурных ансамблей и благоприятной средой для существования в нем человека [2]. Этого можно достигнуть за счет внедрения современных тенденций формирования и развития городских общественных центров в проект по реконструкции или же новому строительству общегородского центра:

1. Увеличение разнообразия функций общественных центров. С целью привлечения посетителей в состав общественных центров включаются не только разнообразные объекты обслуживания, но и места проведения досуга.

2. Создание многоуровневых общественных центров. В центрах мегаполисов формируются многоуровневые общественные центры, включающие развитую сеть объектов торговли, обслуживания, развлечений и проведения досуга.

3. Визуальное «выделение» центра за счет создания в нем доминирующих по высоте объектов. используя один из приемов размещения групповых вертикалей в городском центре (рис. 1) [3].

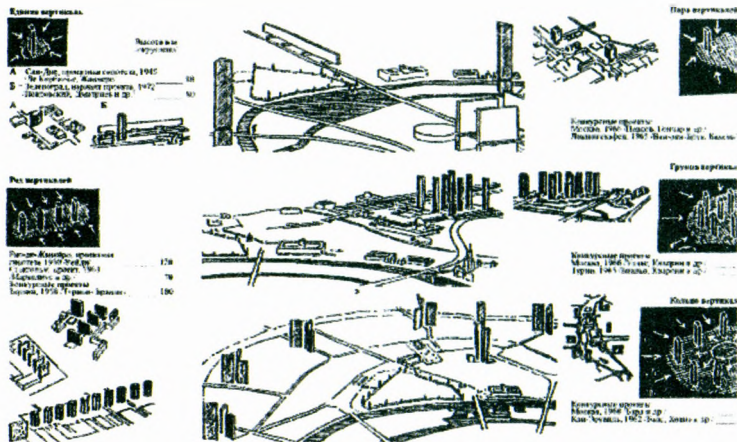


Рисунок 1 – Композиционные приемы размещения групповых вертикалей в городском центре

4. Освоение подземного пространства. Использование подземного пространства является способом увеличения емкости объектов общественного назначения в плотно застроенных городах. Современные общественные центры имеют, как правило, несколько подземных уровней, над которыми размещаются открытые озелененные пространства в уровне земли.

5. Формирование комфортной и экологически благоприятной среды. Экологически благоприятная среда характеризуется отсутствием загрязнений, достаточной озелененностью, обеспечением нормативной инсоляции и аэрации открытых пространств (рис. 2). Для защиты от неблагоприятных антропогенных воздействий наиболее эффективно пространственное удаление мест концентрации людей от источников и зон загрязнений (если их ликвидация невозможна). Применяются также специальные защитные устройства – защитные зеленые полосы, земляные насыпи, шумозащитные стены и др.



Рисунок 2 – Проект дизайна архитектурной среды пешеходной зоны «Зеленая дуга» в г. Новосибирске

6. Разделение пешеходных и транспортных пространств. Насыщенность общественных центров транспортом, являющимся основным источником химического и шумового загрязнения городской среда, ставит задачу нейтрализации или хотя бы уменьшения негативного воздействия транспорта на среду общественных центров.

Пространственное разделение транспорта и пешеходов может осуществляться по горизонтали или по вертикали. Вертикальное разделение транспорта и пешеходов более эффективно, т. к. позволяет при размещении транспортных коммуникаций и автостоянок под землей увеличить площадь открытых озелененных пространств в уровне земли.

7. Размещение водных устройств. Наличие водных устройств способствует снижению запыленности воздуха, улучшению микроклиматических характеристик среды. В общественных центрах желателен применение фонтанов, небольших водопадов, каскадов, разбрызгивающих устройств, которые обладают высокой декоративностью и средорегулирующими качествами.

8. Создание малых садов. Экологический эффект от малых озелененных пространств не велик, но они выполняют важную психологическую роль, имитируя присутствие природы в общественных центрах. Локальные озелененные пространства могут размещаться на открытом воздухе и «под крышей». При их создании эффективно использование контейнерного озеленения, которое может легко заменяться.

9. Многоуровневое озеленение. Многоуровневое озеленение предусматривает наряду с традиционным размещением зеленых насаждений в уровне земли вертикальное озеленение стен, создание озелененных крыш, террас. Повышается озелененность за счет озеленения всех свободных участков – пешеходных платформ, эстакад, откосов, расположенных выше или ниже естественной поверхности земли, стен, технических сооружений и т.п.

10. Создание пространств с искусственным микроклиматом. В условиях высокой загрязненности городской среды все большее распространение получают общественные центры и комплексы «под крышей» с искусственным микроклиматом [1].

Проанализировав основные современные тенденции формирования и развития городских общественных центров на примере города Новополоцка, создадим экспериментальный проект нового облика общегородского центра.

Архитектурная среда Новополоцка начала формироваться в начале шестидесятых годов XX в., и по прошествии почти 50 лет общегородской центр (его архитектурный облик) морально устарел. В данный момент проводятся некоторые меры по модернизации и улучшению площади Строителей (реконструкция объектов архитектуры и благоустройства), но они не имеют кардинальных изменений, не опережают хотя бы на немного время, а это говорит о том, что и данные изменения в ближайшее время будут требовать модернизации. Так как площадь Строителей является главной репрезентативной частью города, то к её реконструкции нужно подходить особенно серьезно.

На данный момент требуются кардинальные меры по «выделению» центральной части города Новополоцка из общей массы застройки города, продолжающего расти, но так и не имеющего выразительных доминант. Основная застройка Новополоцка колеблется в пределах 5-9-ти этажей. Являясь городом молодым, Новополоцк не является, с точки зрения архитектуры, городом современным (рис. 3).



Рисунок 3 – Панорама общегородского центра Новополоцка, ул. Молодежная (существующее положение)

В связи с ростом города его общественный центр значительно отдалился от географического, чего и следовало ожидать, т.к. Новополоцк является городом с линейной системой расселения. Отрицательное в этом то, что центральная часть Новополоцка визуальна и ансамблево перестала быть таковой.

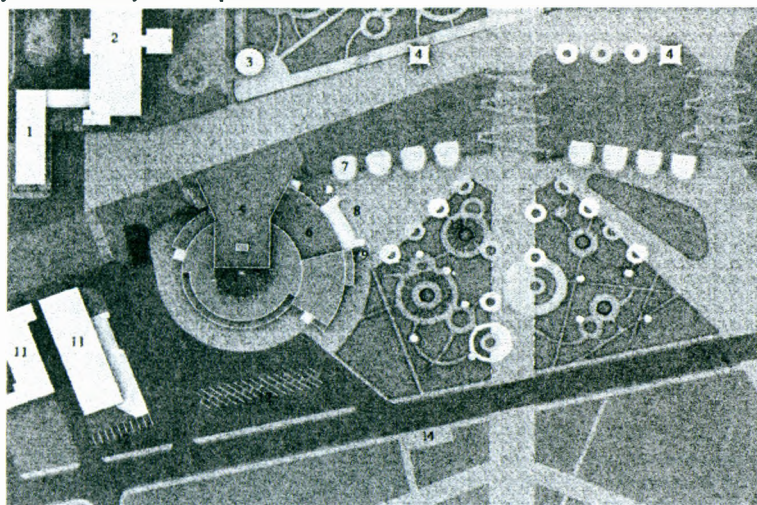
Новополоцк нуждается в крупных градостроительных доминантах, которые всегда присутствовали в разработанных проектах планировки, поэтому нельзя упускать представившуюся возможность создания уникального архитектурного облика Новополоцка, максимально сохраняя при этом существующую застройку.

Предлагается визуально выделить центр, «обравив» его четырьмя доминантами (используя один из приемов размещения групповых вертикалей в городском центре – контурный) (рис. 1). Предлагаемые доминанты: гостиничный комплекс «Беларусь» (располагается на главной визуальной оси Новополоцка), офисно-досуговый центр (располагается на второй по значимости визуальной оси города), многоквартирный жилой дом и лабораторно-исследовательский корпус УО «ПГУ» станут второстепенными, поддерживающими проектируемый ансамбль доминантами (рис. 4).



Рисунок 4 – Развертка застройки по ул. Молодежная (проектное предложение)

Важным является решение переноса спортивной зоны в сторону мотобольного поля (к одной из планировочных осей города – улице Ктаторова), т.к. стадион изначально построен в несоответствии со стандартами расположения спортивных сооружений, на данный момент стадион имеет ориентацию восток-запад, а единственно допустимой является ориентация север-юг. Использовать территорию стадиона предлагается под строительство театра (рис. 5), расположив его непосредственно у склона второй пойменной террасы реки Западная Двина. Это позволит «связать» театр с интересным рельефом центральной части Новополоцка, создав зеленый выход на крышу театра и дополнительную обзорную площадку для парковой зоны.



1 – столовая общеджития № 2 УО «ПГУ»; 2 – общежитие № 2 УО «ПГУ»; 3 – городской общественный туалет; 4 – выход из подземной автостоянки; 5 – зеленая эксплуатируемая кровля театра; 6 – малый драматический театр «АРТ»; 7 – навес; 8 – входная зона театра; 9 – стенд для афиш; 10 – въезд в подземную автостоянку; 11 – дом детского творчества;

12 – автостоянка; 13 – фонтан; 14 – остановка общественного транспорта

Рисунок 5 – Фрагмент генерального плана центральной части Новополоцка (проектное предложение)

Подземный комплекс займёт территорию под дендрариумом, въезд в который будет осуществляться по продолжению оси улицы Кирова в сторону реки Западная Двина, а выезд расположен около проектируемого театра, что создаст дополнительное удобство для его посетителей.

Одной из главных, решенных в проекте задач является введение новой пешеходной планировочной оси, ведущей от горисполкома, через дендрариум к набережной реки Западная Двина. Это позволит соединить визуально и планировочно город и его главную градоформирующую природную ось (река Западная Двина), а также открыть обзор на центральную часть города с правого берега (рис. 6).

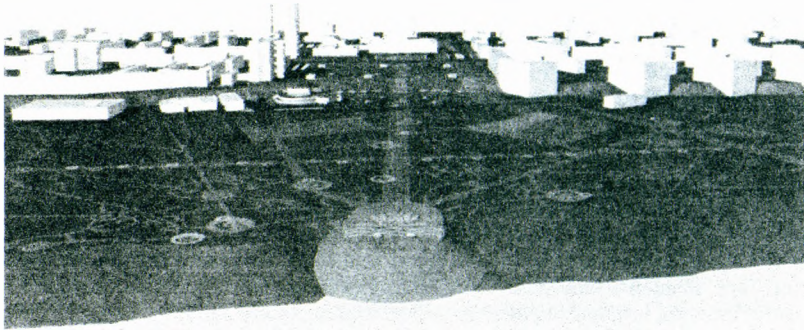


Рисунок 6 – Вид на центральную часть города Новополюцка (проектное предложение) с правого берега реки Западная Двина

Необходимо в наше время рационально использовать как надземное, так и подземное пространство, учитывая быстрый рост городов. Физический износ зданий приходит, но не так быстро, как моральный. Строя «на сегодня», завтра актуальность функциональной направленности здания, сооружения или какой-либо функциональной зоны может уже не соответствовать потребностям человека.

В экспериментальном проекте по реконструкции общегородского центра Новополюцка были воплощены все главные цели и задачи: выделена новая главная пешеходная ось, ведущая к реке; многоэтажными зданиями (общественными и жилыми) «контурным способом» был выделен центр города; сформирована новая более комфортная для жителей города система пешеходных и транспортных связей; решена проблема с автостоянками (создана подземная автостоянка на 298 машино-мест) (рис. 6) [4].

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Общественный центр города: учебно-методическое пособие по дисциплине «Архитектурное проектирование» для студентов специальности 1-69 01 01 «Архитектура» / Г.А. Потаев, В.В. Вашкевич, В.А. Сысоева. – Минск: БНТУ, 2014. – 96 с.: [16] с. ил.
2. Электронный ресурс: <http://ais.by/story/15220>
3. Основы теории планировки и застройки городов: учеб. пособие / Я.В. Косицкий, Н.Г. Благовидова. – М.: Архитектура-С, 2007. – 76 с., ил.
4. Реконструкция общегородского центра Новополюцка / В.И. Матвейчук // Вестник Полоцкого государственного университета. Строительство. Прикладные науки. – Новополюцк, 2013. – Выпуск № 8. – С. 21-24.

ПЕРСПЕКТИВНЫЕ НАПРАВЛЕНИЯ РАЗВИТИЯ АРХИТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНОГО РЕШЕНИЯ МОЛОДЁЖНЫХ ЖИЛЫХ КОМПЛЕКСОВ

Целью настоящей работы является изучение возможных перспективных направлений развития архитектурно-конструктивного решения молодёжных жилых комплексов.

Успешная реализация государственных программ жилищного строительства обуславливается в значительной степени применением принципиально новых типов жилища, отвечающих потребностям различных категорий населения современного общества в новых социально-экономических условиях его развития, обеспечивающих высокий уровень комфорта и экологическую безопасность жизнедеятельности. Особую актуальность приобретает проблема обеспечения необходимыми условиями проживания молодежи, которая является гарантом развития государства. Поддержка молодых семей при решении жилищной проблемы станет основой стабильных условий жизни для этой наиболее активной части населения, повлияет на улучшение демографической ситуации в стране, позволит сформировать экономически активный слой населения, будет способствовать развитию и социализации молодежи и в конечном итоге отразится на развитии общества в целом.

Решением молодежной жилищной проблемы на современном этапе развития общества может стать организация молодёжных жилых комплексов нового типа.

Социальный заказ на подобный тип жилища изначально сформировался в СССР в 70-х годах прошлого века в коллективе молодых людей – будущих жителей, организованных в сообщество МЖК (молодежный жилой комплекс) и ставших разработчиками механизма воплощения идеи от организации самоуправления до строительства и эксплуатации жилых домов на основе самоуправления.

«МЖК возводились в зависимости от местных условий, – это или новый микрорайон на новом месте, или интеграция МЖК в существующий микрорайон, или реставрация комплекса старинной и исторической застройки» [1].

В подмосковном городе Калининграде (ныне Королёв) был построен первый МЖК (рисунок 1). В 1971 году была вбита первая свая и в 1976 году дом был заселен.



Рисунок 1 – Молодёжный жилой комплекс в г. Королёве

В комплекс МЖК Калининграда входят три 16-этажных здания, в архитектуре напоминающие развёрнутую книгу.

Идея такого строительства нашла продолжателей во многих уголках страны. Группе инициаторов и создателей МЖК в 1976 г. была присуждена премия Ленинского комсомола [2].

В 1980 году было начато строительство самого известного в СССР МЖК-1 в Свердловске (Екатеринбург), который стал продолжением и развитием калининградского.

Идеи и ценности МЖК формализовались в то время в виде *типового панельного домостроения*, привязок типовых объектов соцкультбыта, образовательных учреждений в соответствии с нормами типового проектирования микрорайонов. Именно такая архитектурно-планировочная организация была единственно возможна на тот момент и соответствовала как методам проектирования, так и возможностям строительного-технологического парка.

При чудовищном на тот момент дефиците жилья для населения города, первоочередной задачей было обеспечение молодых семей квадратными метрами и основными инфраструктурными элементами на территории МЖК. Так что говорить об уникальности архитектуры не приходится, здесь уникальным было само сообщество. Хотя были и новации – продвинутая на тот момент *97 (111-97) серия панельных жилых домов* и использование сине-голубых панелей на фасадах жилых зданий (рисунки 2) [1].



Рисунок 2 – Жилой панельный дом серии 97 (111-97)

После выхода в 1985-1986 г.г. Постановлений Правительства в поддержку МЖК молодежная инициатива получила распространение практически во всех регионах. Благодаря поддержке, движение МЖК стало для молодых семей самым эффективным способом решения одной из острейших проблем – жилищной и одной из немногих результативных жилищных программ страны, причем единственной в массовом масштабе использующей для этих целей инициативу молодежи.

В Томске, Новосибирске, Архангельске, Ленинграде были сформированы оргкомитеты МЖК.

В основе идеи – создание жилой среды для молодых семей, где есть условия для творческого развития как детей, так и их родителей [3].

Изменение государственной системы (создание СНГ) привело к тому, что с 1991 года система МЖК окончательно лишилась своей материальной базы – базовые предприятия в последней стадии эпохи социализма в 1989-1990 гг. потеряли все средства на социальные программы. В том числе средства на строительство жилья и объектов соцкультбыта. Молодёжные объединения тоже не имели возможности где-либо самостоятельно получить такие большие средства. Строительство жилых комплексов было отложено. Началась пора «спальных микрорайонов» и уплотняющей застройки.

В ряде регионов России, а также в некоторых республиках экс-СССР (Белоруссия и др.) в настоящее время делаются попытки осуществления проектов МЖК. Однако о реализациях полноценных социальных программ при этом не известно. Практически всегда это проекты улучшения жилищных условий каких-либо категорий молодежи вне систем ипотеки или коммерческого долевого строительства [2].

По своему конструктивному решению здания могут быть каркасными, панельными, каркасно-панельными, объемно-блочными, монолитными, крупноблочными (многорядной и двухрядной разрезки) и из штучных материалов (кирпич различного типа и малые блоки, изделия из местных материалов) [5, с. 28-29]. Однако для проектирования и строительства молодежных жилых комплексов в современных условиях лучше всего подойдут здания на основе каркаса.

Если в советские времена для строительства МЖК использовались панельные дома, то для строительства современных МЖК не могут использоваться традиционные серии. Специфика образа жизни молодых семей требует новых гибких форм жилищ.

Технология строительства каркасного дома имеет ряд преимуществ по сравнению с технологиями строительства других домов:

- возможность **строительства в любое время года**;
- высокие темпы строительства дома по **каркасной технологии** от нулевого цикла до сдачи «под ключ» с отделкой составляет **3–4 месяца**;
- **лёгкость конструкции**, значительно снижающая нагрузку на грунты и позволяющая применять более экономичные типы фундамента;
- **устойчивость к сезонным подвижкам фундамента**, происходящим вследствие лучения почв;
- **высокая сейсмостойчивость**;
- **высокие энергосберегающие характеристики** при относительно небольшой толщине стен;
- возможность воплощать в жизнь сложные конструктивные решения;
- относительная **лёгкость отделочных работ**;
- возможность убрать все коммуникации под обшивку в двойной металлокаркас;
- более низкая стоимость по сравнению со стоимостью домов, возведенных по традиционным технологиям и имеющим аналогичные теплотехнические характеристики.

Такая технология строительства позволяет строить дома, **приемлемые по цене** и отвечающие всем главным требованиям, предъявляемым к современному жилищу [6].

В 1960-1970-х годах были проведены исследования архитекторами и специалистами Канады, Великобритании, Германии, США с целью выявления общих тенденций в строительстве, определения предпосылок для разработки новых рациональных проектов студенческих общежитий. Опыт показал нелесообразность разработки функциональной структуры здания на основе жилых ячеек, каждая из которых представляла собой самостоятельную в планировочном отношении группу комнат с некоторыми помещениями общего пользования [7].

Велась разработка студенческих домов из жилых ячеек массовой промышленной сборки. Архитекторы-экспериментаторы рассчитывали, что

производство жилых ячеек будет поставлено на индустриальные рельсы. Самым распространенным материалом для воплощения архитектурных фантазий в реальность являлись металл, стеклопластик, пластмасса (рис. 3) [8].

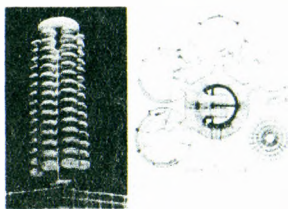


Рисунок 3 – Концептуальный проект студенческого общежития в зарубежной практике. Италия

Для выполнения зданий с функциональной структурой на основе жилых ячеек может также использоваться сборный и монолитный железобетон.

Элементы сборного железобетона изготавливаются в заводских условиях, доставляются на объект, где устанавливаются в проектное положение.

К достоинствам таких конструкций относятся:

- малые затраты труда и времени на строительной площадке;
- сжатые сроки возведения;
- возможность отделки лицевой поверхности элемента (плитка, фактура) в заводских условиях, что исключает впоследствии отделочные процессы на объекте;

- малая зависимость от погодных условий;

- быстрое введение конструкции в работу (не требуется времени на набор прочности бетона).

К недостаткам:

- высокая стоимость (на 70-100 % дороже монолитного);
- наличие швов и стыков (дополнительные затраты на заделку);
- необходимость использования при строительстве тяжелых грузоподъемных механизмов;
- ограничения по размерам и массе конструкций;
- плохая работа конструкций на динамические нагрузки.

При технологии возведения из монолитного железобетона элемент изготавливается на объекте в проектное положение.

Достоинства таких конструкций:

- низкая стоимость;
- отсутствие швов и стыков (монолитная конструкция);
- возможность придания конструкции любой формы, а также возведение элементов любых размеров и массы;
- хорошая работа монолитных конструкций на динамические и знакопеременные нагрузки.

Недостатки:

- высокие затраты труда и времени на строительной площадке;
- наличие «мокрых» процессов;
- длительные сроки введения конструкции в работу (необходимо время для набора прочности бетона) [9].

Интересным примером здания, выполненным на основе жилых ячеек из сборного железобетона, является жилой комплекс в стиле брутализм Хабитат 67, построенный в Монреале, Канада в 1967 году (рис. 4).



Рисунок 4 – Жилой комплекс Хабитат 67. Архитектор Моше Сафди

Комплекс представляет собой конструкцию, состоящую из 354 железобетонных кубов, которые хаотично наложены друг на друга и соединены между собой различными способами.

Идея столь смелого по тем временам проекта заключалась в создании такого жилого объекта, который бы гармонично сочетал в себе несочетаемое: небольшая, но очень плотно застроенная территория и, что удивительно, дополнительное пространство, уют и психологический комфорт домочадцев. В 146 квартирах комплекса имеются террасы, площадь которых колеблется от 21 до 93 м², а также сады, расположенные на крышах соседей снизу.

Архитектура и строительство, как и другие сферы жизни человека, всецело ощущают на себе влияние научно-технического прогресса. Появляются новые, не используемые ранее, конструктивно строительные схемы на основе металлического и железобетонного каркаса. Большое разнообразие строительных материалов почти полностью заменяет перечень используемых ранее. Новые архитектурно-проектировочные особенности данного этапа привели к возникновению массового многоэтажного строительства, которое является более экономичным, функциональным и широко используется во всём мире.

Эниология – это наука, которая изучает закономерности энергоинформационного обмена. В архитектуре она проявляется как выбор объёмного решения и пространственного размещения здания. Посредством этих аспектов и архитектурной формы можно воздействовать на здоровье и жизнедеятельность человека [1].

Основным источником инновационного развития были и остаются строительные материалы, усовершенствование которых делает невозможное вполне обыденным. Так, новые технологии в строительстве позволяют уже сегодня возводить огромные пролеты мостов и крупные перекрытия без центральных опор, сокращают время на совершение типичных операций, существенно уменьшают их стоимость, ярким примером чего служат *лёгкие стальные тонкостенные конструкции*.

Наиболее широкое применение лёгкие стальные тонкостенные конструкции нашли в каркасном строительстве: вместо бревенчатых или каменных стен все чаще используются направляющие металлические профили. Такой способ строительства имеет ряд преимуществ:

- относительная простота возведения – не требуется использовать тяжелое подъемное оборудование;
- высокая скорость монтажа;

- гибкая планировка здания – фантазия архитектора не ограничена практически ничем, разве что законами физики;
- низкий вес каркасной конструкции – тяжеловесный и углубленный фундамент использовать не нужно.

Использование новых технологий в строительстве позволяет даже металлические конструкции сделать стойкими к морозу и сильной жаре: благодаря особой конструкции термопрофилей каркасные конструкции по коэффициенту теплопроводности могут сравниться с конструкциями из натуральных материалов.

Несъемная опалубка как новая технология в строительстве сперва появилась в США, затем мигрировала в Европу, после чего стала использоваться строителями стран СНГ. Такой цикл освоения означает, что в самых разных климатических условиях несъемная опалубка как новая технология в строительстве подтвердила свою высокую эффективность.

Суть технологии заключается в том, что опалубка, применяемая для создания монолитных железобетонных конструкций, после предварительного затвердевания рабочего раствора не снимается, а используется в качестве заполнителя полостей и теплоизоляционного материала. Этим достигается существенное сокращение времени на монтаж монолитной конструкции в целом. В качестве исходных материалов для создания несъемной опалубки используются как натуральные (дерево в виде хвойной щепы), так и искусственные (пенополистерол) материалы.

3D-панели – это одна из самых современных технологий строительства, которая объединяет принципы сразу двух способов возведения конструкций: каркасно-панельного и монолитного. Основа здания, т.е. его каркас, собирается из типовых пенополистирольных элементов, предварительно произведенных на заводе. Первичный монтаж заканчивается, когда арматурные сетки, внедренные в панели, привариваются к основным арматурным стержням из нержавеющей стали. Таким образом, создается устойчивая несущая конструкция, которая служит идеальным основанием для заливки бетона. В итоге получаются чрезвычайно крепкие, надежные и быстрые в возведении монолитные конструкции с мощной арматурной подложкой. Новые технологии в строительстве объединяют лучшее от хорошо зарекомендовавших способов возведения зданий, отличным примером чего служит технология использования 3D-панелей.

Еще одно современное веяние в мире строительных технологий – **Технология напрягаемой арматуры**, заключается в том, что вместо типичных балок и опор в качестве основных удерживающих элементов используется арматура, выполненная из сверхпрочных материалов, используя конструкции (пролета моста, купола здания), после чего происходит заливка бетона. Напрягаемая арматура остается внутри конструкции и после затвердевания бетона может быть дополнительно напряжена для еще большего усиления конструкции.

Специалисты, работающие в области монолитного железобетонного строительства считают, что технология пред- и постнапрягаемой арматуры должна стать настоящим прорывом в строительстве крупных сооружений уже в самом ближайшем будущем [9].

Заключение:

1. Решением молодежной жилищной проблемы на современном этапе развития общества может стать организация молодежных жилых комплексов нового типа.

2. Для проектирования и строительства молодёжных жилых комплексов в современных условиях лучше всего подойдут здания на основе каркаса и железобетона.

3. Целесообразно разрабатывать функциональную структуру здания для МЖК на основе жилых ячеек, каждая из которых представляет собой самостоятельную в планировочном отношении группу комнат с некоторыми помещениями общего пользования.

4. Из новых технологий строительства, при проектировании МЖК могут использоваться лёгкие стальные тонкостенные конструкции, несъемная опалубка, 3D-панели, технология напрягаемой арматуры и др.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Карнаухов, А. Международный проект ГОРОД КАК ЛАБОРАТОРИЯ. Воркшоп. Проект реновации территории МЖК «Восточный» [Электронный ресурс] / Алексей Карнаухов // СЦСА. Сибирский центр содействия архитектуре. – Режим доступа: <http://www.zkarpitel.ru/news.php?id=170> – Дата доступа: 29.09.2014.

2. Молодёжный жилой комплекс [Электронный ресурс] // Википедия, свободная энциклопедия. – Режим доступа: http://ru.wikipedia.org/wiki/Молодёжный_жилой_комплекс – Дата доступа: 29.09.2014.

3. Общероссийская общественная организация. СОЮЗ молодёжных жилых комплексов (МЖК) РОССИИ [Электронный ресурс]. – Режим доступа: vsip.mgopu.ru/data/1464.doc.

4. Серия 97 (111-97) [Электронный ресурс] //TipDoma.com. Серии и типы домов. - Режим доступа: <http://tipdoma.com/2010/02/seriya-97-111-97/> - Дата доступа: 29.09.2014

5. Архитектурная типология зданий и сооружений: учебн. для вузов: / С.Г. Змеул, Б.А. Маханько. – М.: Архитектура-С, 2004. – 240 с

6. Технология строительства каркасного дома. Преимущества [Электронный ресурс] // ВАШ ДОМ. Строительная компания. – Режим доступа: <http://www.novostrois.spb.ru/art03> – Дата доступа: 29.09.2014.

7. Коссаковский, В.А. Студенческие общежития за рубежом / В.А. Коссаковский, О.И. Ржехина – М.: Гос. изд. лит. по строительству, архитектуре и стройматериалам, 1963.

8. Кропотова, О.В. Современные тенденции формирования архитектурной жилой студенческой среды [Электронный ресурс]. – Режим доступа: http://book.uraic.ru/project/conf-txu005/archvuz14_pri1/47/template_article-ar=K41-60-k63.htm.

9. Монолитный и сборный железобетон [Электронный ресурс] // IMBULDER. – Режим доступа: <http://imbuilder.ru/monolitnyj-i-sbornyj-zhelezobeton/> – Дата доступа: 29.09.2014.

10. Абросимов, К. Новые технологии в строительстве. Зарубежный опыт [Электронный ресурс] / К. Абросимов //www.ais.by Архитектурно-строительный портал. – Режим доступа: <http://ais.by/story/14615> – Дата доступа: 29.09.2014.

УДК 624-2/-9

Павлючук Ю.Н., Ковенько Ю.Г.

ВЛИЯНИЕ ЦВЕТА ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ НА ИХ ТЕПЛОТЕХНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ

В данной работе рассматривается зависимость теплотехнических характеристик ограждающих конструкций от их цвета. Проведена тепловизионная съёмка наружной стены здания с разной расцветкой. Сделаны выводы о влиянии цветовых характеристик ограждающих конструкций на их теплофизические свойства конструкций.

ВВЕДЕНИЕ

Целью теплотехнического расчёта является определение оптимальной толщины утеплителя в ограждающей конструкции, при которой обеспечиваются

комфортные условия пребывания людей в помещении в зимний период времени. Сам расчёт выполняется согласно ТКП 45-2.04-43-2006* (02250) и зависит от толщины материала, его коэффициента теплопроводности и коэффициентов теплоотдачи стены. Вместе с тем известно, что XIX веке немецкий физик Г. Кирхгоф установил закон, согласно которому тела, которые поглощают энергию, способны её излучать. Так же известно, что тела, имеющие цвет, наиболее близкий к чёрному, в большей мере способны поглощать и отдавать энергию. Это означает, что стены с более тёмным цветом наружного покрытия будут отдавать больше тепла в окружающую среду, тем самым ухудшая теплотехнические характеристики ограждения. Поставлена задача – изучить влияние цвета покрытия ограждающих конструкций на тепловые потери с помощью тепловизионной.

1.ТЕПЛОВОЕ ИЗЛУЧЕНИЕ И ПОГЛОЩЕНИЕ МАТЕРИАЛОВ

Наглядная демонстрация теплового излучения показана в опыте с «кубом Лесли» (рис. 1.).

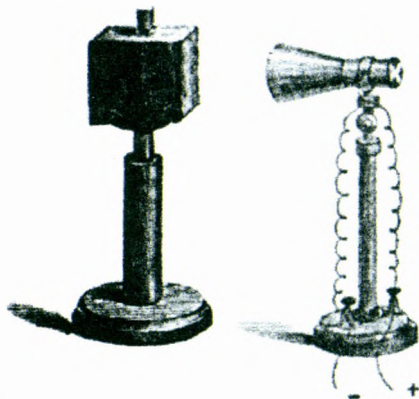


Рисунок 1 – Измеритель теплового излучения (справа) и куб Лесли (слева)

Суть его работы заключалась в следующем: имелся куб, грани которого покрывались различным цветом (тёмных и светлых тонов и зеркальным покрытием). В сам куб наливалась горячая вода и измерялось тепловое излучение каждой поверхности. В результате опытов выяснялось, что грани куба излучали энергию по-разному. Так тёмная грань излучала больше всего тепла, а грани со светлым и зеркальным покрытием излучали его гораздо меньше. Всё это наводит на мысль, что эти же законы применимы и для ограждающих конструкций.

В теплотехнике так же есть примеры использования этих законов. Так, в отменённом СНиП П-3-79* устанавливались коэффициенты поглощения солнечной радиации материалами наружной поверхности. К примеру, для светло-голубой цементной штукатурки коэффициент поглощения солнечной энергии составлял – 0.3, а для тёмно-зелёной штукатурки этот коэффициент составлял уже 0.6. То есть в зависимости от цвета поглощение материалом солнечного тепла, изменялось в 2 раза. Такие данные зафиксированы для коэффициентов поглощения материала, а что касается коэффициентов излучения, то в теплотехнике ограждающих конструкций они почти не используются.

В книге В. Ананьева "Системы вентиляции и кондиционирования. Теория и практика", тоже можно встретить упоминание об этих факторах, которые могут в значительной степени повлиять на теплофизические характеристики ограждающих конструкций. Так, по мнению автора, выбор цвета в наружных стенах является важным фактором, с помощью которого можно как усилить, так и уменьшить тепловой приток в здание. И при расчётах следует учитывать данный коэффициент поглощения тепла конструкцией, который равняется 0,5 для стены светлого цвета, 0,7 для стены серого цвета, 0,9 для стены темного цвета. То есть мы видим, что тепловое излучение и тепловое поглощение материалов действительно могут оказать воздействие на сопротивление теплопередаче ограждающих конструкций. Этим законам так же можно найти подтверждение в технической литературе по теплотехнике: так рекомендуется на внутренней поверхности наружных стен, за радиатором, устанавливать покрытие из фольги, которая обладает высокими отражающими свойствами, которые не дают теплу уходить в стены, а отражаются от поверхности фольги обратно в помещение. Ещё один пример – это применение в окнах специального покрытия на стекле, которое задерживает радиационное тепло в помещении.

Для иллюстрации воздействия теплового излучения на конструкцию приведём несколько примеров.

2.ТЕПЛОВИЗИОННОЕ ОБСЛЕДОВАНИЕ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ С РАЗНЫМ ЦВЕТОВЫМ ПОКРЫТИЕМ

Для изучения теплового излучения были произведены тепловизионные обследования ряда наружных стен здания. Тепловизионные замеры производились на торцах зданий, ориентированных на запад, в раннее время суток, чтобы исключить влияние солнца на конструкцию. Съёмка производилась тепловизором Testo 882. (Рис. 2.), при температуре наружного воздуха -10,5°С. Ниже (рис 3.4) представлены фотографии, полученные с помощью тепловизора.

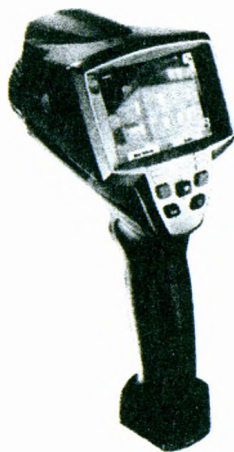


Рисунок 2 – Тепловизор Testo 882

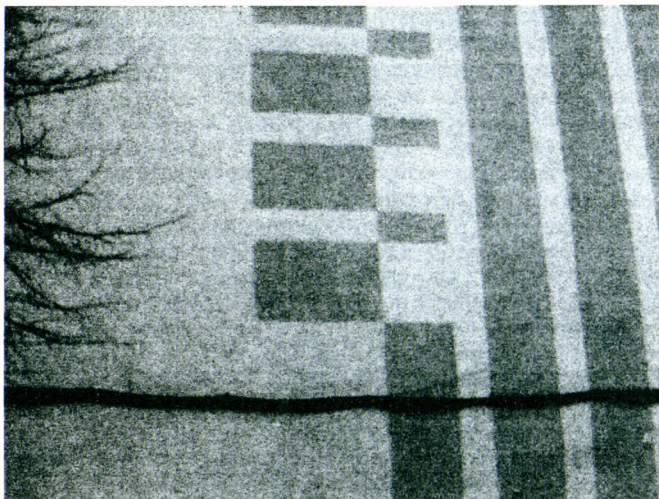


Рисунок 3 – Фото обследуемого участка стены

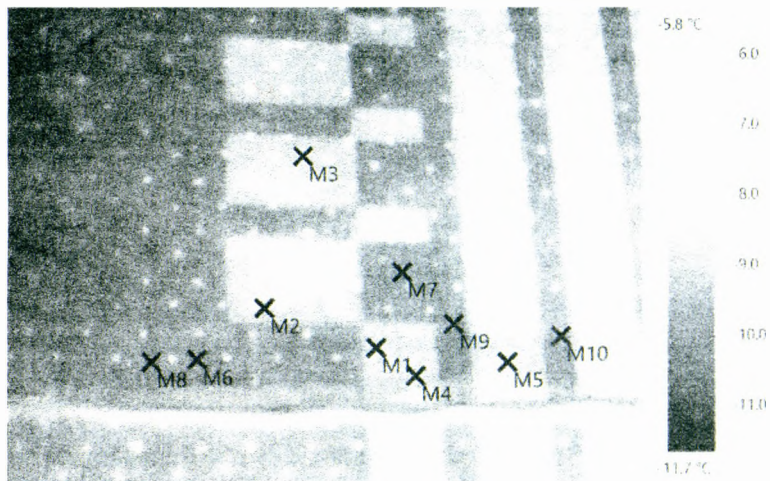


Рисунок 4 – Термограмма обследуемого участка стены

В таблице 1 приведены температуры поверхности в точках М1-М10.

Таблица 1

№:	М1	М2	М3	М4	М5	М6	М7	М8	М9	М10
Темп. поверхности [°C]	-8.7	-8.7	-8.6	-8.7	-8.5	-9.6	-9.5	-9.6	-9.5	-9.5

На указанной термограмме точки M1, M2, M3, M4, M5 находятся на тёмном участке стены, а точки M6, M7, M8, M9, M10 на светлом. Как видно, тёмные участки стен имеют более высокую температуру, чем светлые, то есть значение теплового потока темных участков выше, и они теряют тепла больше. Иными словами, тепловое излучение больше у материалов с тёмным покрытием, и соответственно сопротивление теплопередаче данных участков ограждений будет разным. Так, средняя разница температуры между светлыми и тёмными поверхностями составляет около 1°C, что скажется на сопротивлении теплопередачи стены.

Но у этого эффекта может быть и обратное действие. Как указывалось выше, тела с тёмным покрытием не только больше излучают тепла в окружающую среду, но и больше его поглощают. То есть при воздействии солнечных лучей на данные участки стен произойдёт обратный эффект, тёмные участки стены начнут больше поглощать солнечной энергии, а светлые, наоборот, будут больше отражать эту энергию. И разброс весьма значителен и может достигать почти двукратного прироста.

Таким образом, можно утверждать, что различное цветовое покрытие влияет на теплотехнические характеристики зданий. Светлые оттенки наружных поверхностей ограждающих конструкций позволят меньше терять тепла из помещений, но они будут больше отражать солнечной тепловой энергии, что приведёт к меньшим поступлениям тепла в помещение. И, наоборот, поверхности тёмных оттенков больше отдадут тепла в окружающую среду, приводя к большим потерям тепла, но они же больше и поглощают тепла от солнечной энергии.

Данные эффекты можно учитывать при строительстве. Например, для стен зданий, ориентированных на север, где почти нет солнечного излучения, можно использовать светлые покрытия, а для «южных» поверхностей зданий, где солнечное воздействие значительно, применять тёмные тона, для большего поглощения солнечной энергии. А расцветку поверхностей, ориентированных на запад и восток частей здания, принимать в зависимости от того, что важнее - потеря или получение тепла. Не стоит забывать, что данные факторы будут зависеть от времени суток, так как в ночное время идут максимальные потери тепла, а днем потери будут минимальны. Следует отметить, что значимым фактором будет являться географическая широта, в которой будет располагаться проектируемый объект, так как в северных широтах дни гораздо короче, и получение солнечной энергии будет минимальным, а в южных, наоборот, максимальным. Ещё одним фактором, который следует учесть при проектировании является эксплуатация данного здания в летнее время года, так как тёмные части зданий будут перегреваться летом, создавая дискомфорт. Не следует так же забывать и об эстетической стороне вопроса, так как цветовое решение здания должно быть согласовано с архитектором.

Подводя итог, можно сказать, что эффект теплового излучения действительно наблюдается на ограждающих конструкциях, но его реальное требует решения ряда вопросов, указанных выше.

ВЫВОДЫ

- Полученные результаты демонстрируют зависимость тепловых потерь ограждающих конструкций от их цветового решения.
- Показано, что более темные поверхности излучают больше тепла, чем светлые.
- На теплотери здания влияет цветовое решение фасадов, ориентация здания на местности и географическая широта.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Блази, В. Справочник проектировщика. Строительная физика. – М.: Техносфера, 2004. – 480 с.
2. Ананьев, В. Системы вентиляции и кондиционирования. Теория и практика. – Евроклимат 2000. – 416 с.
3. Строительная теплотехника. Нормы проектирования: ТКП 45-2.04-43-2006 (02250). Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2007.

УДК 691.316

Пикула А.И.

КОНСТРУКТИВНАЯ ЭКОЛОГИЧНОСТЬ КАК ОСНОВНАЯ КОНЦЕПЦИЯ БУДУЩЕГО РАЗВИТИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ

В классическом понимании ЭКОЛОГИЧНОСТЬ – система установленных (проверенных) свойств чего-либо, отражающая его способность не наносить вреда окружающей природе, человеку при определенных, наиболее вероятных условиях.

Экологичность любых материалов не является статическим, не изменяющимся во времени свойством, а показывает лишь степень или ступень изученности данного направления человеком в сложившихся условиях развития цивилизации. Например, обычный цемент еще в начале прошлого столетия считался экологичным материалом, и, лишь по мере изучения всего круговорота веществ и потоков энергии в природе, экологического мониторинга полного жизненного цикла материала, его статус сменился на негативный.

Само понятие «конструктивная экология» возникло еще в советской науке и предполагало мероприятия по улучшению окружающей среды. Однако в то время в это понятие вкладывалось нечто глобально видимое и быстродействующее, типа радиоактивного заражения, токсичности и т.д. Сегодня, учитывая все возрастающее давление на природные процессы «благодаря» развитию технологий и так называемого пассивного эволюционирования человечества (система «ленивый потребитель»), экологический след человечества становится все более тяжелым, необратимым и в ряде случаев на первый взгляд незаметным. Поэтому, если мы хотим, чтобы последующие поколения имели в плане экологии хотя бы то, что мы имеем сейчас, необходимо перейти от описания экологических проблем к их решению, причем на самом начальном уровне любого строительного (и не только) производства.

Строительство является одной из наиболее энергоемких сфер человеческой деятельности, локомотивом экономики большинства государств и, вместе с этим, источником большей части неблагоприятных экологических последствий для мировых и локальных экосистем.

Выбор проектировщиками и строителями во многих республиках постсоветского пространства применяемых строительных материалов осуществляется по следующим основным критериям, расположенным в порядке убывания значимости:

- 1) представления заказчика;
- 2) собственный опыт применения;
- 3) имеющееся представление у проектировщика или строителя о физико-механических свойствах материалов в зависимости от планируемых условий эксплуатации;

4) имеющаяся информация у проектировщика или строителя о технологии применения (изготовления) и её влияние на свойства;

5) влияние на человека;

6) доступность;

7) стоимость;

8) соответствие действующим нормативным документам;

9) временные рамки строительства;

10) влияние на экологию.

Конечно, приведенное положение каждого из первых 9 пунктов может изменяться в зависимости от многих факторов, однако положение 10 пункта (влияние на экологию) вряд ли можно оспорить. Не трудно заметить, что первые 4 наиболее значимых (определяющих) критерия являются субъективными, сильно зависими от технической грамотности и уровня общей информированности в данном направлении участников процесса, что не создает необходимых условий для улучшения экологической безопасности строительства, снижения себестоимости и повышения степени использования энергетического потенциала различных видов энергоносителей. Уровень экологической опасности полного жизненного цикла применяемых материалов и технологий в ряде случаев не учитывается и никак не влияет на выбор в сегодняшних реалиях нашей экономики.

В наиболее развитых странах уменьшение влияния на экологию стимулируется налоговым законодательством на использование определенных видов материалов, выбросы, хранение и захоронение отходов производства, утилизацию отслуживших материалов и конструкций. Высокие налоги стимулируют проведение различных исследований по альтернативному использованию отходов, получая при этом сразу 2 выгоды :

1) отсутствие расходов на хранение и (или) захоронение у собственника отходов;

2) получение материалов, сопоставимых по свойствам с традиционными, при этом с меньшей себестоимостью и низким влиянием на окружающую среду.

Наиболее перспективными в плане возможности получения перечисленных выгод от использования являются отходы химических производств, шлаки, зола, нетехнологичные глины, побочные горные породы, отходы стеклообработки, механической обработки металлов и сплавов, отходы керамической промышленности, силикатных производств. Применение этих материалов в строительстве может идти по двум направлениям:

1) пассивное (утилизация отходов, изменение физических свойств с незначительным влиянием на механические характеристики);

2) активное (участие в химических процессах как вяжущее со значительным изменением физико-механических свойств, придание специальных свойств).

Первое направление в очень редких случаях позволяет использовать хотя бы половину потенциала материалов либо вложенных в них ресурсов, поэтому основным современным направлением является именно использование их в качестве активных компонентов, например вяжущих.

Для экологической оценки различных видов бетонов и растворов в соответствии с европейскими нормами проводится оценка жизненного цикла (LCA) в соответствии с DIN ISO 14040 [1]. При этом в соответствии с исходной базой данных на сырье Ecoinvent [2] на многие из отходов, используемых в качестве сырья, не относятся затраты по их получению (исходя из низкоальтернативной

возможности их использования). Это значительно улучшает экологический баланс строительных материалов, получаемых на их основе.

Для оценки влияния экологического баланса любого вида строительных материалов (оценки воздействия жизненного цикла LCA) может использоваться метод CML [3]. Метод учитывает различные воздействия на окружающую среду с соответствующими экологическими показателями эффективности.

Для такого сравнения выделяются два основных экологических показателя:

1) GWP (потенциал глобального потепления, эквивалент кг CO₂) учитывает все выбросы газов (например, CO₂, CH₄, N₂O и других), которые содействуют парниковому эффекту;

2) ADP (абиотический потенциал истощения ресурсов, кг, эквивалент Sb (кг)) используется как индикатор потребления природных, не живых, не возобновляемых ресурсов (например, металлические руды, сырой нефти).

В зависимости от вида строительных материалов в экологический баланс так же включаются разные наборы показателей. Например:

- 1) подкисление;
- 2) экологическая токсичность;
- 3) эвтрофикация;
- 4) ионизирующее излучение;
- 5) разрушение озонового слоя и др.

Кроме того, определяется все энергетические затраты, представляющие сумму первичных показателей потребления энергии основного и альтернативного составов.

Пример экологического баланса для строительных металлических конструкций с защитным слоем приведен в таблице 1.

Таблица 1

Оцениваемая величина в единицах на м ²	Изготовление	Рециклинговый потенциал	Общий жизненный цикл
Первичная энергия, невозобновляемая [МДж]	708	-250	458
Первичная энергия, возобновляемая [МДж]	25,4	-3,7	21,7
Потенциал парникового эффекта (GWP 100) [кг CO ₂ -эquiv.]	50,3	-18,4	31,9
Потенциал разрушения озона (ODP) [кг R11-эquiv.]	1,43E-06	6,09E-07	2,04E-06
Кислотный потенциал (AP) [кг SO ₂ -эquiv.]	0,15	-0,06	0,09
Потенциал эвтрофикации (EP) [кг PO ₄ -эquiv.]	1,27E-02	-5,94E-03	6,81E-03
Потенциал летнего смога (POCP) [кг C2H ₄ -эquiv.]	1,85E-02	-9,90E-03	8,55E-03

По результатам экологического баланса осуществляется допуск строительных (и не только) материалов на европейский рынок и соответственно повышение энергетической эффективности и экологичности производств, что уже имеет не только локальные, но и мировые позитивные результаты.

Если вернуться к использованию отходов по активной схеме применения, то наиболее ярким представителем, получившим в последнее время новое развитие в строительном материаловедении, являются щелочно-активированные вяжущие или геополимеры. Эти материалы, производимые на основе различных Al и Si

содержащих отходов (например шлак, зола), позволяют получать бетоны имеющие показатели, равные или даже лучше, чем у цементных бетонов. При этом со значительно (по отдельным показателям на 40-60%) меньшим негативным влиянием на окружающую среду и на 10-30 % меньшей себестоимости.

Европейский опыт применения геополимеров очень богат. Вот лишь небольшой список фирм, имеющих практический задел в этой области: Renotech (Финляндия), Camfil HQ (Швеция), Pyromeral (Франция), Techn. Og Geopolymer (Чешская Республика), F. Willich GmbH (Германия), BPS-Zwickau (Германия), Keraguss (Германия), MC Bauchemie (Германия) и др.

При этом в научной литературе [4] – [13] приводятся достаточно интересные результаты по разнонаправленному применению и оценке свойств различных бетонов с применением щелочно-активированных вяжущих. Так, получены плотные конструкционные бетоны, которые при одинаковом объемно-качественном соотношении компонентов с контрольными составами на основе портландцемента имели прочность на 20% выше, морозостойкость больше на 30 циклов, водонепроницаемость выше на 2 марки. Из основных проблем создания и применения геополимеров необходимо выделить следующие:

- 1) значительная усадка;
- 2) большая водопотребность для создания нужной степени пластичности;
- 3) очень маленькие либо сильно растянутые во времени сроки твердения (в зависимости от сырья и технологии);
- 4) необходимость применения дорожных химических активаторов.

Конечно, серийное производство изделий на основе геополимеров создать труднее, ввиду более сложной в организационном плане технологии, требующей большего внимания и высококвалифицированных специалистов. Однако не вызывает сомнения, что это направление в будущем должно быть одним из приоритетных для строителей, экологов, химиков, технологов различных производств, экономистов.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. ISO 14040 (2006): Environmental management – Life cycle assessment – Principles and framework. International Organization for Standardization (ISO).
2. Ecoinvent (2010). Database. Ecoinvent version 2.1.
3. Guinée (2001): Life cycle assessment. An operational guide to the ISO standards. Part 1: LCA in perspective. Part 2a: Guide. Part 2b: Operational annex. Part 3: Scientific Background. Ministry of Housing, Spatial Planning and the Environment (VROM) and Centre of Environmental Science, Leiden, Niederlande
4. Duxson, P., Fernandez-Jimenez, A., Provis, J. L., Lukey, G. C., Palomo, A., & van Deventer, J. S. J. (2007): Geopolymer technology: the current state of the art. *Journal of Materials Science*, 42(9), 2917-2933.
5. Komnitsas, K., Zaharakis, D. (2007): Geopolymerisation. A review and prospects for the minerals industry. *Minerals Engineering*, 20(14), 1261-1277.
6. Buchwald, A. (2007): Geopolymere Bindemittel. Teil 1: Was sind Geopolymere? *ZKG International* 2007, 60, (12), 78-84.
7. Palomo, A., Fernández-Jiménez, A., López Hombrados, C., Lleyda, J. (2007): Railway sleepers made of alkali activated fly ash concrete. *Durmientes de vias de ferrocarril hechos de hormigón de ceniza volante activadas con alcalis*, *Revista Ingeniería de Construcción*. Vol. 22, 75-80.
8. Dombrowski, K., Weil, M., & Buchwald, A. (2008): Geopolymere Bindemittel. Teil 2: Entwicklung und Optimierung von Geopolymerbeton-Mischungen für feste und dauerhafte Außenwandbauteile/Geopolymer Binders. Part 2: Development and optimization of geopolymer concrete mixes for strong and durable external wall units. *ZKG International*, 61, (03), 70-82.

9. Weil, M., Dombrowski, K., Buchwald, A. (2010): How to assess the environmental sustainability of geopolymers for building products? A live cycle perspective. 12th International Conference on Modern Materials and Technologies – CIMTEC –Montecatini, 06/2010.

10. Hardjito, D. and Rangan, B. V. (2005): Development and Properties of Low-Calcium Fly Ash-based Geopolymer Concrete. Research Report GCI, Faculty of Engineering, Curtin University of Technology, Perth, p. 103.

11. Володченко, А.Н. Особенности взаимодействия магниезиальной глины с гидроксидом кальция при синтезе новообразований и формирование микроструктуры / А.Н. Володченко // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2011. – № 2. – С. 51-55.

12. Володченко, А.Н. Влияние механоактивации известково-сапонитового вяжущего на свойства автоклавных силикатных материалов / А.Н. Володченко // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. – 2011 – № 3. – С. 12–16.

13. Володченко, А.Н. Глинистые породы в производстве силикатного кирпича / А.Н. Володченко // Перспективные инновации в науке, образовании, производстве и транспорте '2012: материалы Международной научно-практической конференции. – Одесса: КУПРИ-ЕНКО, 2012. – Выпуск 2. Том 26. – 212-053. – С. 8-10.

УДК 72.035.5

Платонова М.А.

ЭКЛЕКТИКА В АРХИТЕКТУРЕ ВИТЕБСКА ВТОРОЙ ПОЛОВИНЫ XIX В.

Реконструкция и внедрение нового строительства в историческую среду белорусских городов становится все более актуальной проблемой. Сегодня зодчие работают в исторических центрах, достопримечательных местах. При этом им необходимо соблюдать определенные регламенты, касающиеся масштабов, выбора строительных материалов, колористики, а также стилистики новых зданий, что требует определенных знаний и научного обоснования.

В данной статье внимание автора концентрируется на исторических условиях, особенностях развития, художественных характеристиках и многообразии направлений эклектики в архитектуре Витебска второй половины XIX в.

Стилистический анализ является важным средством изучения истории архитектуры, так как стиль занимает главенствующее место в ряду основополагающих, фундаментальных категорий архитектуроведения. В настоящее время актуальным стало системное изучение историко-архитектурных стилей, в том числе и относящихся ко второй половине XIX в.

Исследование стилистической направленности архитектуры этого периода ведется усиленно и представляет собой определенные сведения в данной области, но необходимо углубленно изучать архитектуру отдельных городов и регионов нашей страны для создания целостной и достоверной картины развития белорусского зодчества.

Витебск второй половины XIX в., находясь в составе Российской империи, становится торговым, промышленным, административно-финансовым и культурным центром. Сочетая в себе капиталистический и патриархальный строй, промышленность и народное искусство, город в полной мере отразил противоречивую эпоху. Здесь появляется целый ряд произведений московских и петербургских архитекторов, а также произведения местных зодчих, отразившие свои региональные особенности и своеобразие.

В XIX в. Витебск развивается относительно быстро. Бурное развитие промышленности и строительства способствует росту его населения, увеличению

городской территории, появлению новых типов зданий, развитию стилей и направлений в архитектуре.

В указанный период появляются новые жилые и общественные сооружения – вокзал, театр (1845, арх. М. Червинский), отделение Московского международного банка, поземельно-крестьянский банк (1913, арх. К. Тарасов), отделение государственного банка (1902, арх. Т.В. Кибардин – рис. 1), здание окружного суда, мужского гимназия (1880, арх. А.А. Памонский, инж. М.Ф. Карчевский), здание женского училища, появляется новый тип жилья – «доходный дом», владелец которого сдаст квартиры внаем.



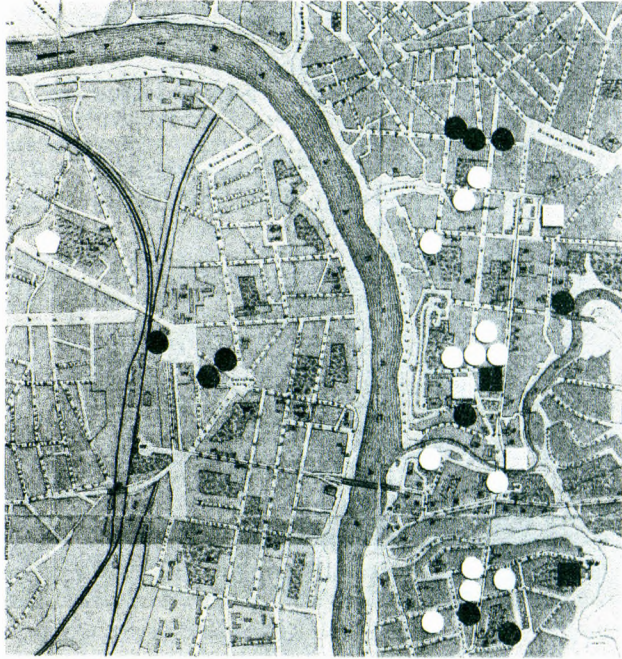
Рисунок 1 – Отделение государственного банка. Открытка начала XX в.

Большинство этих зданий сохранилось до нашего времени. В их объемно-пространственной композиции, планировке, декоративной отделке постепенно теряются традиции классицизма, и на смену им приходит эклектика, характерная для архитектуры этого периода [1, 2].

Эклектика (эклектизм) – направление в архитектуре, доминировавшее во второй половине XIX в., основанное на сочетании элементов различных стилей [3].

Анализ сохранившейся архитектуры Витебска второй половины XIX – начала XX в. позволяет судить о распространении направлений эклектики (неорусского, неороманского, кирпичного стиля, неоренессанса и неоклассицизма). Расположение архитектурных объектов второй половины XIX – начала XX в. по направлениям показано на фрагменте плана города Витебска 1904 г. (рис. 2).

К зданиям, построенным в стиле эклектики, можно отнести общественные: окружной суд, мужское духовное училище, женское епархиальное училище, городской театр, мужская гимназия Неруша, окружной суд, Московский международный банк, городской театр, а также жилые особняки и частные дома: дом архитектора Кибардина, городской особняк по ул. Толстого, доходные дома и многие другие. Располагаются они в центральной части города вдоль основных улиц (Ленина, Суворова, Запсковой, проспекта Фрунзе, Якуба Колоса, Крылова). Связано это в первую очередь с тем, что период эклектики в архитектуре Витебска совпал с периодом формирования общественного центра города на левом берегу. Примером использования эклектики (неороманский стиль) в культовой архитектуре может служить костел св. Варвары, расположенный по ул. Ленинградской на периферии города (рис. 3).



● – кирпичный стиль, ○ – неоклассицизм, ■ – неорусский стиль, ◻ – неоренессанс,
 ◡ – неороманский стиль

Рисунок 2 – Фрагмент плана города Витебска 1904 г. с расположением архитектурных объектов второй половины XIX – начала XX в. по направлениям эклектики



Рисунок 3 – Костел Святой Варвары в городе Витебске

Несмотря на столь сильное влияние российской и европейской архитектуры, зодчество Витебска имело национальную окраску, которая прослеживалась в широком употреблении полихромного кирпича, изразцов, терракотовых вставок, плитки, майолики, кузнечных изделий в ограждениях, балконах и козырьках местного изготовления.

На территории города действовали заводы по производству кафеля, печных изразцов, плитки и майолики (Гарбуза, Будниковых, Лисовского), стекольный завод Дейбнера, чугунолитейный завод Гринберга [4].

Судить о применении подобных изделий можно на примере архитектуры доходных домов по ул. Суворова 29 и ул. Суворова 27 (рис. 4-5).



Рисунок 4 – Чугунный балкон и портик входа с применением терракотовых изразцов доходного дома по ул. Суворова, 29



Рисунок 5 – Фрагмент ворот между домами №27 и №29 по ул. Суворова в г. Витебске

В ходе исследования архитектуры Витебска второй половины XIX в. выявлено, что для эклектики в зодчестве города свойственны отказ от канонов классицизма (утрата ведущей роли ордера и превращение его в один из элементов декоративной системы); расширение диапазона первоисточников как образцов

для подражания (русской, романской архитектуры, архитектуры Ренессанса) и их смешения; появление обязательного исторического декоративизма: увеличение количества деталей; отсутствие контраста между деталями и фоновой плоскостью фасада; конструктивное решение, скрытое за декоративной фасадной плоскостью; в объемно-пространственной композиции – усложнение объемов; противопоставление главного фасада дворовому; в планировочном аспекте – усложнение конфигурации плана (от простых прямоугольных к Г-образным и П-образным), анфиладное построение планов – в особняках и многоквартирных домах, коридорная система – в общественных зданиях.

В целом, архитектуру города Витебска второй половины XIX в. можно считать национальной. Среди множества направлений эклектики и стилизаций, пышного декора сохранились главные исторически обусловленные черты, возникшие на основе синтеза зодчества России и Европы, стилей и народных традиций.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Свод памятников истории и культуры Белоруссии: Витебская область. / Редкол. С.В. Марцелев (гл. редактор) [и др.]. – Мн.: БелСЭ им. П. Бровки, 1985. – 495 с.
2. Витебская энциклопедия [Электронный ресурс] / Изображения до 1917 года – Режим доступа: <http://evitebsk.com/wiki/> / Изображения: До 1917 года – Дата доступа: 20.09.2014.
3. Кулагін, А.М. Эклектыка: архітэктурна Беларусі другой паловы XIX – пачатку XX стагоддзя / А.М. Кулагін – Мн.: Ураджай, 2000. – 303 с.
4. Витебская энциклопедия [Электронный ресурс] / Производство. – Режим доступа: <http://evitebsk.com/wiki/> / Категория:История производства – Дата доступа: 28.09.2014

УДК 728.03

Платонова Р.М., Платонова М.А.

УСАДЬБА РУДНИЦКИХ В МИОРСКОМ РАЙОНЕ

После присоединения Беларуси к России (1772-1795) дворяне, получившие от царского правительства белорусские земли, начинают строить дворцово-усадебные комплексы. Центральное место в композиции данных комплексов занимал дворец. К концу XVIII в. на смену регулярным паркам пришли пейзажные. В их создании принимали участие зарубежные и русские мастера, но главную роль играли местные крепостные садоводы. Дворцы по конфигурации плана и объемно-пространственной композиции были обычно симметричными зданиями с анфиладно расположенными парадными помещениями в центре.

Рядовые усадебные дома были близки к усадебным дворцам. К дому примыкал парадный двор и парк. На первом этаже размещались парадные помещения, на втором – жилые комнаты [1-2].

Из всего количества достопримечательностей Беларуси (их около 7431), родовые дворцы и усадьбы составляли 740, из них около 200 являются историческими [3].

Немалая часть родовых дворцово-парковых и усадебно-парковых комплексов располагается в Витебской области.

К ним относится усадьба Рудницких в Дедино.

Деревня Дедино находится в Миорском районе Витебской области. Сейчас деревня носит название Малое Дедино.

«Дедино» – старобелорусское слово, которое означает «дедовское владение», «дедовское наследие». Были времена, когда люди говорили: «Сынок, ты по лесу

вурдалаком побегал, по полям воронам летал, пора уже на ледино своё возвращаться».

Впервые в летописи упоминание о деревне встречается в 1517 году. А в 1550 году деревушка Дедино уже обозначена как село, как центр войтовства Браславской волости и того же повета.

История строительства усадьбы в стиле классицизма начинается после того, как сама деревня в конце XVIII в. переходит в руки известного дворянского рода Рудницких. Столетие до этого поселение принадлежало другому влиятельному роду в Великом княжестве Литовском – роду Рудоминов, среди которых было немало известных и влиятельных людей. Неизвестным остаётся факт приобретения поселения этим знаменитым родом. Возможно, они купили его, а возможно, получили за заслуги перед отчизной у Великого Князя.

В первой половине XVII в. Софья Рудомин вышла замуж за Петра Агинского и в приданое получила деревню Дедино. То ли деревня не понравилась, то ли деньги срочно понадобились, но сразу же Агинский решает продать Дедино. Покупатель нашёлся быстро. В 1647 году им стал Себастьян Мирский, браславский земский судья, получивший Мёры (теперь Миоры) в 1640 году.

В 1751 году Николай Рудомин, первоначальный родовой владелец, снова покупает имение, но через 17 лет Рудомины продают деревню Яну Рудницкому, ротмистру Великого княжества Литовского, после чего Дедино становится родовым гнездом Рудницких.

Когда Ян Рудницкий умер, поместье перешло к его сыну Александру, родившемуся в 1785 году. В начале XIX века он уже занимал должность Дисненского земского судьи. Позже Александр женится и вместе со своей женой Евой решает построить на месте родового гнезда усадьбу-дворец.

Началось строительство в 1810 году. Проект был разработан знаменитым польским проектировщиком, специально приглашённым Александром.

Строительство, продолжавшееся десять лет, было закончено в 1820 году [4].

Композиционный центр усадебного комплекса – каменный дом (рис. 1), перед которым частично сохранился пейзажный парк с прудом и хозяйственные постройки из камня. Дом представляет собой прямоугольное в плане двухэтажное строение, покрытое вальмовой крышей.



Рисунок 1 – Усадебный дом Рудницких в Дедино

Центр главного фасада выделен четырёхколонным портиком с треугольным деревянным фронтоном (рис. 2).



Рисунок 2 – Четырёхколонный портик усадебного дома

В украшении фасадов использованы пилястры, рустовка, профилированные карнизы. Стены второго этажа расчленены прямоугольными оконными проемами, а первого – квадратными.

Первый административный этаж имеет анфиладную планировку, второй — анфиладно-коридорную (рис. 3).



Рисунок 3 – Фрагмент интерьера первого этажа

Из вестибюля на первом этаже наверх ведет лестница (рис. 4).



Рисунок 4 – Парадная лестница усадебного дома

В интерьере дворца сохранились следы каминов и элементы декора в неоготическом стиле, что свидетельствует о их принадлежности к более позднему периоду.

На втором этаже имеется несколько просторных залов (рис. 5). Как утверждают современники, дом был наполнен картинами и охотничьим оружием, развешанным на стенах.



Рисунок 5 – Фрагмент интерьера второго этажа

При Рудницких жизнь в усадьбе бурлила. На первом этаже хватало места для бани, хлебобулочной, кухни, помещалась администрация, прислуга. Внизу в огромных подвалах хранились бочки с мёдом и вином. В усадьбе была оригинальная система отопления. На весь большой дом – одна печная труба. Топка находилась в подвале, но обогревала всё здание. Во многих комнатах располагались каминны из белого и цветного камня.

Позже дворец перешел по наследству сыну Александру. Он женился на Марии Далубовской, и в усадьбе у них родилось шестеро детей: один сын – Зигмунд и пять дочерей.

Со временем пять сестёр Зигмунда Рудницкого разлетелись из родового гнезда и он стал владельцем. Одна из племянниц Зигмунда сделала описание внутреннего обустройства дома: «Во многих комнатах были каминны из белого и цветного кафеля. На втором этаже находился большой зал. А по правую сторону от него были небольшие комнаты. Первая была кабинетом хозяина, украсил её камин из зелёного кафеля. Стены покрашены в пепельный цвет, на них висели трофеи – головы диких кабанов и рысей».

Предполагается, что в доме также находилась художественная галерея, висели портреты рода Рудницких, пейзажи окрестности Дедино.

Усадьба находилась на краю деревни в парке. В нём росло много яблонь, груш, слив, вишен, росла смородина и крыжовник, выращивали розы. Эту красоту дополняли два пруда, в которых плавали лебеди. Вокруг сада располагались аллеи лип, берёз и каштана. Ещё в садах находилась беседка в виде амфитеатра, а также стояла скульптура Матери Божьей, высеченная из камня неизвестным местным мастером.

Известно, что в деревне Дедино протекает источник, который, по легенде, появился ещё во времена, когда Матерь Божья ходила по земле, а вода в источнике – её слёзы. Говорят, этот источник лечебный и помогает от болезней глаз и кожи. Источник и в наши дни привлекает посетителей со всей Беларуси.

В 1939 году началась Вторая мировая война. Позже, во время немецкой оккупации, Зигмунд Рудницкий вернулся в Дедино и был назначен немцами старостой, но, относясь к людям с добротой, приказы не выполнял, за что был расстрелян. Где находится его могила, к сожалению, неизвестно.

После войны в усадьбе разместился центр колхоза «Ленинский путь», затем клуб, а с 1985 года здание пустует и разрушается.

Несмотря на сложную историю, полную войн и разрушений, многие архитектурные ценности Беларуси сохранились. Однако предстоит огромная работа по сохранению и восстановлению исторических дворцово-парковых, усадебно-парковых, садово-парковых и культурных архитектурных объектов. В этом нуждается и усадьба Рудницких в Дедино.

При восстановлении усадебно-паркового комплекса в современных условиях важно следующее:

- максимально сохранить исторический облик усадьбы, здания и сооружения, парковые композиции, водные системы во взаимосвязи с природным окружением;
- предоставить возможность свободного доступа к историческому комплексу как памятнику истории и культуры, использовать его познавательную ценность;
- поддерживать усадьбу в хорошем техническом состоянии, проводить ремонтные работы, содержать обслуживающий персонал [5].

Этим критериям в наибольшей степени соответствует использование исторической усадьбы как культурно-туристического объекта. На его основе может быть создан музей, культурно-образовательный комплекс, туристическая гостиница. Первоочередной задачей является также сохранение старинного парка, ограничение хозяйственной деятельности и застройки. Представляется актуальной разработка программы реконструкции и реставрации.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Гаранович, И.М. Проблемы сохранения и перспективы использования старинных парков Беларуси. – Центральный ботанический сад НАН Беларуси / И.М. Гаранович, С.Е. Булыко, М.Н. Рудевич. – Минск.
2. Сычева, А.В. Ландшафтная архитектура. - Изд. М.: АСТ, 2007.
3. Дзяржаўнага спіс гісторыка-культурных каштоўнасцей Рэспублікі Беларусь: зацверджан Пастановай Савета Міністраў Рэспублікі Беларусь 15.06.2006 № 762.
4. Деревня Дедино в Миорском районе. [Электронный ресурс] – Режим доступа: <http://miory.by/news/otdih/2664-dedino.html>
5. Потаев, Г. Ревитализация исторических усадеб как культурно-туристических объектов / Г. Потаев, Н. Власюк. - Режим доступа: <http://ais.by/story>.
- Платонова Раиса Михайловна – канд. техн.наук, доцент кафедры «Архитектура» УО «Полоцкий государственный университет»
- Платонова Мария Александровна – ассистент кафедры «Архитектура» УО «Полоцкий государственный университет»

УДК 692.51:624.073.2:666.983

Рак Н.А.

СТАЛЕФИБРОБЕТОННЫЕ ПРОМЫШЛЕННЫЕ ПОЛЫ: ПРОБЛЕМЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Наиболее ответственным конструктивным элементом пола является жесткий подстилающий слой, который должен обеспечить распределение нагрузки на грунтовое основание. В связи с этим особое внимание следует уделять вопросу его надежного и в то же время рационального проектирования.

В последнее время начато применение сталефибробетона в качестве материала несущего подстилающего слоя. Известно, что дисперсное армирование бетона стальной фиброй может значительно увеличить прочность бетона на

растяжение. В связи с этим применение дисперсно-армированного бетона при устройстве промышленных полов является одним из важных направлений снижения их материалоемкости.

Однако при проектировании сталефибробетонных промышленных полов имеется ряд проблемных вопросов, которые требуют безотлагательного решения.

К числу таких проблемных вопросов можно отнести следующие:

1. Предоставление некорректных исходных данных о нагрузках на полы.
2. Неполнота сведений о прочностных и деформативных характеристиках основания.
3. Использование при статическом расчете полов методов, предназначенных для расчета плитных фундаментов, а также программ расчета, реализующих эти методы.
4. Отсутствие единого нормативного документа по расчету сталефибробетонных конструкций.
5. Нормативные документы по расчету полов не содержат указаний по расчету сталефибробетонных полов.

Причем первые три проблемы касаются не только сталефибробетонных полов, но и бетонных и железобетонных полов.

Решение первой из проблем заключается в указании в задании на проектирование реальных сведений о нагрузках на полы, включая зонирование нагрузок, схемы их приложения, нормативные значения нагрузок, вида шин колес погрузчиков, размеров опор стеллажей и т.п.

Вторая проблема может быть решена более тщательным проведением инженерно-геологических изысканий с получением с необходимой полнотой данных об основании, включая значения модулей деформаций и коэффициентов пористости слоев основания.

Третья проблема решается путем использования методов расчета, специально предназначенных для расчета полов.

Решение четвертой проблемы заключается в разработке ТКП по проектированию сталефибробетонных конструкций.

Пятая проблема может быть решена путем разработки специального нормативного документа по проектированию сталефибробетонных полов.

Если решения первых трех проблем можно достичь посредством более четкой организации собственно процесса проектирования, то решение двух последних из перечисленных проблем требует участия Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь, отвечающего за нормативное обеспечение процесса проектирования.

Следует отметить, что применение сталефибробетонных конструкций в Республике Беларусь серьезно сдерживалось отсутствием нормативной расчетной и технологической базы по проектированию составов бетонов с применением дисперсного армирования стальными волокнами, отсутствием опыта проектирования сталефибробетонных конструкций с учетом их реальной работы, существенно отличающейся от работы традиционных железобетонных конструкций.

Имеющиеся технические данные по поведению сталефибробетонных конструкций существенно устарели, так как были рассчитаны применительно к бетонам и стальной фибре с другими более низкими физико-механическими и техническими параметрами.

Экономическая эффективность применения сталефибробетона в строительстве в значительной степени определяется стоимостью стальной фибры. В свя-

зи с этим для увеличения объемов производства сталефибробетона в Беларуси необходимо нарастить производственные мощности по выпуску отечественной белорусской фибры. В нашей стране существуют мощности по выпуску эффективной стальной фибры из отходов кордового производства Белорусского металлургического завода, конечная стоимость которой ниже по сравнению с импортными и российскими аналогами.

В связи с этим, начиная с 2005 года, по заданию Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь был выполнен комплекс исследований, направленных на решение вопросов применения стальной фибры отечественного производства при изготовлении сборных и монолитных сталефибробетонных конструкций. Полученные данные послужили основой для разработки нормативных документов по использованию данного вида бетона и проектирования конструкций с применением сталефибробетона.

При разработке этих документов были использованы следующие термины и определения:

Сталефибробетон – исходный бетон (бетон-матрица), армированный равномерно распределенными в его объеме стальными фибрами.

Исходный бетон (бетон-матрица) – конструкционный тяжелый бетон по СТБ 1544-05 на плотных заполнителях.

Фибра – стальные короткие волокна.

Процент фибрового армирования по объему – объем фибр в единице объема сталефибробетона в процентах.

Процент фибрового армирования по массе – отношение массы фибр, содержащихся в единице объема сталефибробетона, к массе этой единицы объема, в процентах.

Коэффициент фибрового армирования – относительное содержание объема фибр в единице объема сталефибробетона.

Сталефибробетонные конструкции – конструкции из сталефибробетона или конструкции, имеющие также ненапрягаемую стержневую и проволочную арматуру, площадь сечения которой менее значений приведенных в таблице 11.1 СНБ 5.03.01-02 [1].

Сталефибробетонные конструкции с комбинированным армированием – конструкции из сталефибробетона, имеющие также ненапрягаемую стержневую и проволочную арматуру.

К настоящему времени разработан ряд нормативных документов по проектированию сталефибробетонных конструкций [2-5], в качестве основы для которых были использованы «Рекомендации по проектированию и изготовлению сталефибробетонных конструкций» [6].

После накопления опыта применения перечисленных рекомендаций в практике проектирования и изготовления сталефибробетонных конструкций в 2013 году начата разработка нормативного документа более высокого уровня ТКП 45-5.03-XXX-201X «Изделия и конструкции из сталефибробетона. Правила проектирования» [7]. К настоящему времени разработана вторая редакция ТКП, и в ближайшее время документ будет передан на согласование и утверждение.

Этот технический кодекс содержит общие правила проектирования ненапряженных изделий и конструкций из сталефибробетона.

Он распространяется на проектирование изделий и конструкций, применяемых в промышленном и гражданском строительстве, изготавливаемых из бетона средней плотностью от 2000 до 2800 кг/м³ включительно, эксплуатирую-

щихся при воздействии температур от 50 до минус 40 °С включительно, и стальной фибры по ТУ ВУ 400074854.628-2011 или фибры с аналогичными характеристиками, и устанавливает порядок выполнения их расчета и конструирования.

Технический кодекс не распространяется на проектирование конструкций, изготавливаемых из легкого, ячеистого и поризованного бетонов, бетонополимеров и полимербетонов, бетонов на известковых, шлаковых и смешанных вяжущих, на гипсовом и специальных вяжущих, бетонов на специальных и органических заполнителях, бетонов крупнопористой структуры.

При проектировании конструкций, изготавливаемых из сталефибробетонов и предназначенных для эксплуатации в агрессивной среде, учитывают дополнительные требования по действующим ТНПА.

Указанный ТКП [7] содержит следующие разделы:

1. Область применения
2. Нормативные ссылки
3. Термины и определения
4. Обозначения и единицы измерения
5. Общие требования
6. Материалы для изделий и конструкций из сталефибробетона
7. Проверки предельных состояний несущей способности сталефибробетонных конструкций
8. Проверки предельных состояний эксплуатационной пригодности сталефибробетонных конструкций
9. Требования по конструированию

Таким образом, уже в ближайшее время одна из проблем проектирования сталефибробетонных полов будет решена.

Что касается решения последней из проблем, то здесь еще предстоит выполнить достаточно большой объем работы, связанный с тем, что существующие нормативные документы по проектированию полов фактически не учитывают особенности работы сталефибробетонных плит на упругом основании при сосредоточенных нагрузках.

Здесь следует отметить, что в бывшем СССР до 1988 года проектирование полов выполнялось по нормам [8], в которых в качестве приложения содержались «Рекомендации по расчету полов с подстилающим слоем и по конструкциям металлических плит для полов производственных помещений». Кроме того, в экспериментальном порядке допускалось использование рекомендаций [9].

В 1988 году были введены в действие СНиП 2.03.13-88 «Полы» [10], из которых были исключены «Рекомендации по расчету полов с подстилающим слоем и по конструкциям металлических плит для полов производственных помещений». Однако при выполнении расчетов проектировщики использовали эти рекомендации.

Следует отметить, что при введении в РФ в 2011 году СП 29.13330.2011 [11] эти рекомендации в обновленном виде были вновь включены в состав норм. Кроме того, в [11] даны рекомендации по расчету и сталефибробетонных полов, базирующиеся на положениях СП 52-104-2006 [12].

В Республике Беларусь в развитие норм [10] было разработано пособие [13], в которое были включены упомянутые рекомендации, дополненные примерами расчета.

Кроме того в Республике Беларусь введен ТКП 45-5.09-128-2009 [14], не касающийся по существу вопросов проектирования подстилающих слоев полов.

Следует отметить, что как нормы [10], так и пособие [13] содержат обозначения классов бетона по отмененным в Республике Беларусь нормативным документам, а такой вид полов, как сталефибробетонные, в них отсутствует.

В связи с этим, до настоящего времени проектирование жестких подстилающих слоев полов выполняется по [10, 13], согласно которым жесткий подстилающий слой должен выполняться из бетона класса не ниже В22,5. Если по расчёту напряжение растяжения в подстилающем слое из бетона класса В22,5 получается ниже расчётного, допускается применять бетон низких классов, но не ниже В7,5.

Толщина бетонного подстилающего слоя устанавливается расчётом на прочность от действующих нагрузок и должна быть не менее 80 мм для полов жилых и общественных зданий, не менее 100 мм для полов производственных помещений.

При использовании бетонного подстилающего слоя в качестве покрытия толщина слоя должна быть увеличена на 20-30 мм по сравнению с расчётной.

В бетонных подстилающих слоях должны быть предусмотрены деформационные швы, располагаемые во взаимно перпендикулярных направлениях с шагом 6-12 м. Глубина деформационного шва должна быть не менее 40 мм и не менее 1/3 толщины подстилающего слоя. После завершения процесса усадки деформационные швы должны быть заделаны цементно-песчаным раствором. Деформационные швы в полах, совпадающие с деформационными швами здания, должны выполняться на всю толщину бетонного подстилающего слоя.

Исходными данными для расчета подстилающего слоя являются:

1) схема нагрузок в плане, на которой должны быть указаны их наибольшая величина, размеры и форма следов опирания на пол и наименьшие расстояния между этими следами;

2) значения коэффициента постели грунта основания (в кгс/см³), характеризующего упругие свойства основания.

Собственный вес пола, а также нагрузки, равномерно распределённые по всей площади, при расчёте не учитываются.

В зависимости от расположения нагрузок на подстилающий слой различают нагрузку простого вида и нагрузку сложного вида.

Расчёт прочности пола с бетонным подстилающим слоем производят на изгиб. При нескольких нагрузках простого или сложного вида расчёт ведут на каждую из них в отдельности.

Расчет ведут методом последовательных приближений. На первом этапе принимают бетон класса В22,5 и толщину подстилающего слоя, равную 100 мм. Затем последовательно определяют значения характеристики гибкости плиты бетонного подстилающего слоя, погонного изгибающего момента, напряжений растяжения в бетоне подстилающего слоя. Если по расчёту значение напряжения растяжения в подстилающем слое из бетона класса В22,5 получается ниже расчётного, уменьшают класс бетона на одну ступень, но не ниже В7,5, и повторяют расчет, сохраняя толщину подстилающего слоя. Если же по расчёту значение напряжения растяжения в подстилающем слое из бетона класса В22,5 получается выше расчётного, повторяют расчет, увеличивая толщину подстилающего слоя на 20 мм.

Расчет выполняется до тех пор, пока не будет найдено такое значение толщины подстилающего слоя, при котором значения напряжений растяжения в бетоне подстилающего слоя станут ниже расчётного значения. Таким образом, при заданных нагрузках на пол и свойствах грунтового основания определяю-

щим для назначения толщины подстилающего слоя, а, следовательно, и расхода бетона на полы является прочность бетона на растяжение.

Для обеспечения возможности проектирования сталефибробетонных полов в Республике Беларусь в 2010 году были разработаны рекомендации [14]. В них были внесены новые обозначения классов бетона, соответствующие действующим нормативным документам, даны указания по определению несущей способности сечений сталефибробетонного подстилающего слоя пола, используемой затем для определения несущей способности полов при действии проектных нагрузок. Расчет на сосредоточенные нагрузки было рекомендовано выполнять согласно пособию [13], что обеспечивает определенный запас несущей способности, но следовательно, не позволяет получить рациональное проектное решение.

Следует отметить, что дисперсно-армированные бетоны известны достаточно давно. Конструктивная идея сталефибробетона состоит в том, что хаотически расположенные стальные волокна являются новым видом армирования для структуры бетона на этапах до образования трещин и работы материала с трещинами. В случае отсутствия стальной фибры микротрещины, по мере их накопления, превращаются в макротрещины и приводят к разрушению бетона или потере таких свойств, как водонепроницаемость, морозостойкость, стойкость к агрессивным воздействиям и т.д. Армирование стальными фибрами увеличивает жесткость растворной части бетонной матрицы, а также её прочность на растяжение до образования трещин в структуре бетона.

После образования трещин стальные фибры, рассредоточенные по высоте трещины, воспринимают растягивающие усилия между её краями, что замедляет развитие трещин. Особенно эффективно работают фибры, оказавшиеся в устье трещины. В результате трещины в сталефибробетоне появляются при больших нагрузках и имеют меньшую ширину раскрытия, чем в обычном железобетоне. Материал в стадии эксплуатации работает с ограниченным раскрытием трещин и при этом имеет достаточно высокую прочность на растяжение.

Этот эффект в наибольшей степени проявляется в статически неопределимых конструкциях, к которым относятся и плиты на упругом основании. Начиная с 1980-х годов, был проведен ряд экспериментальных исследований сталефибробетонных плит на упругом основании при сосредоточенной нагрузке, среди которых особую значимость имеют исследования [15-19]. При этом проводились сопоставительные испытания неармированных (бетонных) и сталефибробетонных плит в одинаковых условиях.

Испытания показали, что при нагружении неармированных плит в зоне максимального напряжения в нижней части плиты возникают трещины, распространяющиеся снизу вверх по толщине плиты и в радиальном направлении. Разрушение неармированной плиты сопровождалось пересечением радиальных трещинами всего ее поперечного сечения.

Испытания сталефибробетонных плит показали, что при нагрузке, являющейся предельной для неармированных плит, они сохраняли способность воспринимать дополнительную нагрузку, обусловленную работой фибр, пересекающих радиальные трещины. Эти фибры создают условия, обеспечивающие повышение воспринимаемых плитой тангенциальных усилий. При этом на верхней поверхности плиты появляется кольцевая трещина. В предельной стадии как радиальные, так и тангенциальные трещины становятся сквозными. Такой эффект наблюдается при расходе фибры не менее 15 кг/м^3 , а при меньшем расходе фибры плита работает как неармированная.

На основании этих исследований разработана теория линий разрушения сталефибробетонных плит на упругом основании. Она использована при разработке методов расчета сталефибробетонных плит в Руководстве по проектированию сталефибробетонных полов Великобритании [20].

Естественно, что эта методика при том же расходе фибры будет давать более высокие значения допустимых сосредоточенных нагрузок на плиту, а для обеспечения той же несущей способности плиты будет требоваться меньший расход фибры. Таким образом, конструкция становится более экономичной.

Для реализации существующих возможностей экономии были разработаны новые рекомендации [21].

При разработке этих рекомендаций с целью проверки достоверности принятой методики расчета были проведены специальные экспериментальные исследования плиты на упругом основании. Испытания проводились при двух схемах нагружения: двумя близко расположенными силами в центральной части плиты (случай расположения стоек двух смежных рядов стеллажей) и одной силой на углу плиты. При исследовании по обсем схемам нагружения были подтверждены предполагаемый характер образования и развития трещин, а также схемы разрушения плит. Экспериментальные значения разрушающих нагрузок удовлетворительно совпали с рассчитанными по используемой в рекомендациях методике.

С учетом полученных результатов считаем целесообразным поставить перед Министерством архитектуры и строительства Республики Беларусь вопрос о необходимости разработки специального нормативного документа по проектированию сталефибробетонных полов, учитывающего в полной мере специфику их работы при сосредоточенных нагрузках.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Бетонные и железобетонные конструкции – Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-2003. – Введ. 20.06.2003. – Минск: РУП «Стройтехнорм»: М-во архитектуры и строительства Респ. Беларусь, 2003. – 140 с.
2. Рекомендации по проектированию и изготовлению сталефибробетонных конструкций с применением стальной фибры ООО «Баумен»: Р5.06.021.06.. – РУП «Институт БелНИИС», 2006.
3. Рекомендации по проектированию сталефибробетонных конструкций и технологии изготовления сталефибробетона с применением фибры ЗАО «Танис»: Р5.06.022.06.. – РУП «Институт БелНИИС», 2006.
4. Рекомендации по проектированию и изготовлению строительных сталефибробетонных конструкций и технологии производства сталефибробетона с применением фрезерованной фибры ЗАО «Кургансталь»: Р5.03.044.08. – РУП «Институт БелНИИС», 2008.
5. Рекомендации по проектированию и изготовлению строительных сталефибробетонных конструкций и технологии производства сталефибробетона применением стальной фибры БМЗ: Р1.03.054-2009. – РУП «Институт БелНИИС», 2009.
6. Рекомендации по проектированию и изготовлению сталефибробетонных конструкций. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1987. – 148 с.
7. Изделия и конструкции из сталефибробетона. Правила проектирования – Вырбы і канструкцыі з сталефібрабетону: ТКП 45-5.03-XXX-201X (проект). – РУП «Стройтехнорм», 2014.
8. Полы. Нормы проектирования: СНиП II-В.8-71 Госстроя СССР. – М. Стройиздат, 1972. – 80 с.
9. Рекомендации по расчету бетонных подстилающих слоев полов производственных зданий с учетом экономической ответственности. ДНИИПромзданий, 1987.
10. Полы: СНиП 2.03.13-88. Госстроя СССР. – М. ЦИТИ Госстроя СССР, 1988. – 19 с.
11. Полы. Актуализированная редакция СНиП 2.03.13-88: СП 29.13330.2011. /Минрегион РФ. – М., ОАО ЦПП, 2011. – 63 с.
12. Сталефибробетонные конструкции: СП 52-104-2006. – М., ФГУП ЦПП, 2007. – 56 с.

13. Проектирование полов: Пособие П11-03 к СНиП 2.03.13-88 Полы. – Введ. 01.01.2004. – Минск: М-во архитектуры и строительства Респ. Беларусь, 2004. – 128 с.

14. Рекомендации по расчету и конструированию сталефибробетонных промышленных полов: P5.03.073.10. – РУП «Институт БелНИИС», 2010.

15. Beckett, D. Comparative Tests on Plain, Fabric Reinforced and Steel Fibre Concrete Reinforced Industrial Ground Slabs / D. Beckett – //Concrete. – 1990. – V.24, No.3. – P.43–45.

16. Falkner, H. Comparative Investigation of Plain and Steel Fibre Reinforced Industrial Ground Slabs / H. Falkner, M. Teutsch. – 1993. – IBMB Report. – No.102. – 80 p.

17. Beckett, D. Corner and Edge Loading on Concrete Reinforced Industrial Ground Floors Reinforced with Steel Fibres / D. Beckett – //Concrete. – 1999. – V.33, No.3. – P.22–24.

18. Chen, S. Strength of Steel Fibre Reinforced Concrete Ground Slabs. /S. Chen. //Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Structures&Buildings. – 2004. – V.157, SB2. – P.157–163.

19. Sorelli, L. Steel Fiber Slabs on Ground: A Structural Matter / L. Sorelli, A. Meda, G. Plizzari. //ACI Structural Journal. – 2006. – V.103, No.4. – P.551–558

20. British Concrete Society, Concrete Industrial Ground Floors: A Guide to Design and Construction. – British Concrete Society. – Technical Report No. 34. – 2003. – 140 pp.

21. Рекомендации по проектированию и технологии возведения бесшовных сталефибробетонных полов по системе «PRIMEKSS-СИББИОФАРМ-БЕЛ»: P5.03.127-2014. – РУП «Институт БелНИИС», 2014.

УДК 621.762; 691.002(032)

Рябчиков П.В., Якимович В.Д., Батяновский Э.И.

СОСТАВЫ И СВОЙСТВА ВЫСОКОПРОЧНОГО БЕТОНА, СОДЕРЖАЩЕГО УГЛЕРОДНЫЕ НАНОМАТЕРИАЛЫ

ВВЕДЕНИЕ

Особенностью (опасной с позиций устойчивости несущих строительных конструкций при эксплуатации) высокопрочных бетонов (фактически при $f_c \geq 70$ МПа) является их возрастающая хрупкость. Она проявляется в снижении пластических деформаций в бетоне под нагрузкой. В результате высокопрочный бетон при предельных нагрузках разрушается практически мгновенно, что представляет серьезную угрозу безопасной эксплуатации зданий (сооружений) в чрезвычайных ситуациях (при превышении расчетных нагрузок; появлении непредусмотренного расчетом эксцентриситета в сжатых элементах (колонны, опоры и т.д.), пожарах и др.).

В этой связи одной из важнейших задач развития и совершенствования технологии высокопрочного бетона, наряду с обеспечением прочности на сжатие, является повышение его «деформативности» и прочности на растяжение. Введение в высокопрочный бетон (точнее, в цементный камень, как составляющей бетона) волокнообразных углеродных наноматериалов (УНМ) может способствовать росту его прочности на растяжение за счет эффекта «наноармирования» кристаллогидратной структуры и, тем самым, в какой-то мере позволит решить проблему повышения деформативности бетона.

АПРОБИРОВАННЫЕ СОСТАВЫ БЕТОНА

Разработанные с учетом зарубежного опыта и свойств (качества) отечественных материалов составы бетона и оцененные экспериментально (при прочности ≥ 100 МПа на образцах-кубах с ребром 70 мм) приведены в таблице 1. Вопрос соответствия испытаний высокопрочного бетона на образцах разных типоразмеров является одной из задач настоящих исследований. В данном конкретном

случае типоразмер в 70 мм принят по условию испытаний образцов бетона на прессе с усилием до 1250 кН (125 ТС), которыми оснащены лаборатории строительных организаций и предприятий сборного бетона и железобетона.

Таблица 1 – Составы тяжелого высокопрочного бетона

№п/п	Расход компонентов, кг:								Хим. добавка, % от МЦ	(В/Ц) ₀	Расчетная прочность, МПа, в 28 сут.	
	Цемент	Песок	Обычный щебень		Кубовидный щебень		Мука каменная	МК				В
			5...10	10...20	2...4	4...6						
1	480	650	430	720	–	–	–	–	168	0,6	0,35	60
2	440	390	–	–	300	1170	–	–	160	0,6	0,36	60
3	500	600	490	730	–	–	–	–	150	0,8	0,30	80
4	480	400	–	–	330	1120	–	–	144	0,8	0,29	80
5	500 ¹	570	–	–	350	760	75	75	150	1,0	0,26	100
6	550 ¹	490	1110	–	–	–	83	83	165	1,0	0,26	100
7	520 ¹	480 ²	–	–	350	780	104	104	150	1,5	0,24	120
8	550	450	1100	–	–	–	110	110	160	1,5	0,24	120
9	600 ¹	450 ²	–	–	300	610	180	180	172	2,0	0,22	140
10	650 ¹	420	840	–	–	–	195	195	186	2,0	0,22	140

1) при наличии микрокремнезема водоцементное отношение соответствует: (В/Ц)₀ = В : (Ц+МК);
2) песок с размером зерна 1,25 мм

ВЛИЯНИЕ РЕЖИМА И ВРЕМЕНИ ТВЕРДЕНИЯ (ДО 90 СУТ.) НА ПРОЧНОСТЬ БЕТОНА

Эксперименты выполнены на бетоне состава № 5 таблицы 1, характеризующемся номинальной проектной прочностью $f_{c,28} \geq 100$ МПа. При расходе цемента марки М500 (класс – СЕМ I 42,5 R), равном 500 кг на 1 м³ бетона.

Режимы твердения образцов соответствовали № 1 (НВТ), № 2 (t_n до 50⁰С), №3 ($t_{тв} \sim 40^0$ С), №4 твердение образцов в условиях гидроизоляции (под пленкой) в сушильном шкафу при температуре 40⁰С и относительной влажности $f \sim 60\%$ до испытаний. Образцы, твердевшие по режимам № 2 и № 3, до испытаний в возрасте 7, 14, 28, 45 и 90 сут. хранились в камере нормально-влажностного твердения (НВТ).

Результаты экспериментов приведены на рисунке 1. Из них можно сделать следующие выводы.

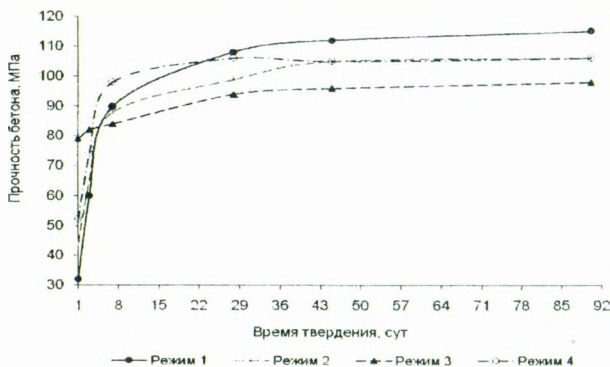


Рисунок 1 – Изменение прочности высокопрочного бетона от режима твердения

Фактически любая тепловая интенсификация твердения высокопрочного бетона относительно нормальных ($t \sim 20 \pm 3^\circ\text{C}$) условий его твердения сопровождается повышением темпа роста прочности в начальный период (1...3 сут.; до 7 сут. при $t = 40^\circ\text{C}$), но приводит к снижению прочности как в проектном, так и в более "зрелом" возрасте (45 и 90 сут.).

Твердение высокопрочного бетона при постоянной повышенной температуре среды ($\sim 40^\circ\text{C}$) неоднозначно влияет на кинетику роста его прочности. В частности, в начальный период твердения (до 7 сут.) прочность (образцы были гидроизолированы, т.е. испарение из бетона воды исключено) твердевшего при 40°C бетона была выше ее значений для образцов нормально-влажностных условий твердения. Однако к 14...18 сут. твердения значения прочности в означенных случаях сравнивались, а к проектному и более позднему возрасту (45...90 сут.) прочность образцов, твердевших при 40°C (режим № 4), оказалась ниже прочности образцов-аналогов, но твердевших при более благоприятных нормально-влажностных условиях (режим № 1).

Следует отметить, что при $t \sim 40^\circ\text{C}$ бетон достиг практически проектной прочности к 7 сут. твердения. Одновременно можно сделать вывод о необходимости ухода (гидроизоляции) за бетоном в этом случае не менее, чем в течение 7 сут.

Так как в противном случае (особенно при испарении воды затворения) бетон не достигнет расчетной проектной прочности.

Повышение температуры твердения высокопрочного бетона сверх 40°C однозначно сопровождается ее "недобором" в проектном возрасте, составляющем для $t = 50^\circ\text{C}$ до 10 %, а для $t \sim (80...85)^\circ\text{C}$ – до 15 %. Эта тенденция сохраняется к 45 и 90 сут. твердения бетона.

Этот отрицательный эффект связан с ускоренным образованием вокруг цементных "ядер" реакционных оболочек (каемок) из новообразований (гидросиликатов кальция, алюминатов и ферритов и пр. от реакций клинкерных минералов с водой затворения). Их "раннее" уплотнение вследствие интенсификации процессов гидролиза и гидратации под воздействием повышенной температуры приводит к замедлению и даже прекращению химических реакций цемента, т.к. молекулы воды с затруднением или вовсе не могут диффундировать сквозь уплотнившиеся слои гидратов к реакционно-способным поверхностям вяжущего.

Это явление в особой степени относится к высокопрочным бетонам, т.к. они характеризуются низким начальным водосодержанием, т.е. малым количеством воды затворения. В результате, такой бетон при повышении температуры быстро набирает прочность, но ее абсолютный уровень понижается.

ВЛИЯНИЕ ТОНКОДИСПЕРСНЫХ КОМПОНЕНТОВ НА ПРОЧНОСТЬ БЕТОНА В ВОЗРАСТЕ ДО 90 СУТОК

В настоящих экспериментах (рисунок 2) варьировали, при прочих равных условиях, содержание в составе бетона количество микрокремнезема (МК) и каменной муки (КМ) – (молотого гранитного отсева) при постоянном расходе цемента (500 кг, исходный состав бетона № 5, таблица 1).

Количество МК и КМ изменяли от 0 до 30 % от массы цемента и вводили в бетон в соотношении: МК:КМ=1:1.

Во всех случаях при корректировке водосодержания бетона сохраняли примерно равную консистенцию бетонной смеси (ОК $\sim 6...8$ см).

Режимы твердения бетона были приняты № 1 (НВТ) и № 2 (нагрев до 50°C) с целью ускорения твердения бетона.

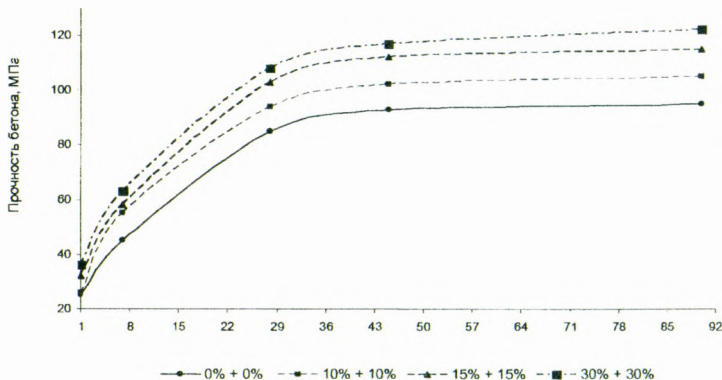


Рисунок 2 – Изменение прочности высокопрочного бетона от количества микрокремнезема и каменной муки (твердение в НВТ)

Относительная прочность бетона определена и отражена (в %) от прочности бетона без микрокремнезема и молотого отсева в проектном возрасте, т.е. к $f_{c,28} \sim 88$ МПа, принятой за 100 %.

Данные, приведенные на рисунке 2, свидетельствуют и подтверждают выводы предыдущего раздела о влиянии повышенной температуры на прочность бетона.

Очевидна роль микронаполнителей в виде микрокремнезема и молотого гранитного отсева. Так, с ростом их дозировки прочность бетона (при прочих равных условиях) возрастает. При этом более значительно в первые сутки твердения с начальным подогревом бетона.

В дальнейшем (до 90 сут твердения) эффективность этих добавок в бетоне сохраняется в виде устойчивой тенденции роста его прочности.

Учитывая полученные экспериментальные данные и опыт зарубежных исследований, увеличение дозировки МК и КМ до максимума (т.е. до 30 % от МЦ) целесообразно для бетонов прочностью более 120 МПа; для принятого за базовый состав – бетон прочностью в 100...110 МПа, рациональной следует считать содержание МК и КМ в количестве до 15 % от массы цемента.

ВЛИЯНИЕ ДОБАВКИ ПЛАСТИФИКАТОРА НА ПРОЧНОСТЬ БЕТОНА В ВОЗРАСТЕ ДО 90 СУТОК

В этих экспериментах оценивалось возможное влияние вещества добавки пластификатора в дозировке 1...3 % по жидкому веществу (концентрация раствора $\sim 30...35$ %), что соответствовало ее дозировке в $\sim 0,3...1,0$ % по сухому веществу относительно массы цемента.

Цель эксперимента заключалась в определении рациональных дозировок добавки в бетон по критерию изменения его прочности при одновременном изменении консистенции бетонной смеси. С ростом дозировки раствора добавки от 1 % от 3 % (0,3...1,0 по сух. вещ.). Консистенция бетонной смеси изменяется от марок П2 - П3 до П5 (т.е. до консистенции литой смеси).

Состав бетона для исследований – № 5 по таблице 1 (Ц ~ 500 кг; МК ~ 15 %; КМ ~ 15 %).

Результаты экспериментов приведены на рисунке 3, и из него следует, что для проектного возраста бетона оптимальная дозировка добавки-пластификатора соответствует 1...2 % при дозировании ее в виде раствора (0,3...0,6 %) по сухому веществу. Данные о прочности бетона к 45...90 сут. твердения свидетельствуют об изменении ситуации. В частности, образцы бетонов составов с дозировкой пластификатора в 3 % (1 % по сухому веществу) от массы вяжущего (совместно: цемент+микрокремнезем) к 45 сут. твердения в большей степени "нарастили" прочность и к 90 сут. – превысили ее значения относительно прочности образцов с (1...2) % добавки-пластификатора. Очевидно, к этому времени твердения бетона в благоприятных условиях самоликвидировалось "адсорбционно-тормозящее" действие молекул ПАВ добавки и, наоборот, проявился фактор снижения (за счет ее введения в большем количестве) водосодержания бетона. Результатирующим следствием является рост плотности цементного камня и бетона в целом, что отразилось в росте прочности последнего к возрасту 90 сут.

Следует отметить, что в этом случае не изменяли расход цемента, МК и КМ. С увеличением количества микронаполнителя не исключен рост оптимума в расходе добавки уже к проектному возрасту (28 сут.).

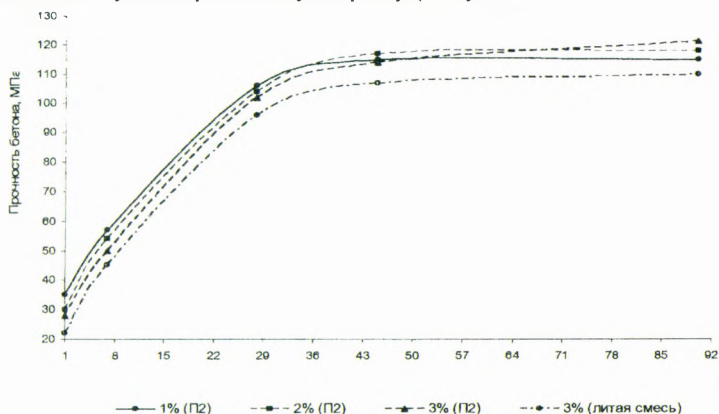


Рисунок 3 – Изменение прочности высокопрочного бетона от количества добавки пластификатора (твердение в НВТ)

ВЛИЯНИЕ УНМ НА ПРОЧНОСТЬ БЕТОНА В ВОЗРАСТЕ ДО 90 СУТОК

Эксперименты по данному направлению находятся в стадии постоянного выполнения. На основании результатов экспериментов, изложенных в предыдущем разделе, приняты к использованию в качестве основных видов УНМ разновидности: "суспензия" и "осадок".

Здесь приводятся данные, относящиеся к составу бетона № 5 по таблице 1 ($f_{c,28} \geq 100$ МПа), принятому в качестве базового для выполнения всех серий экспериментов настоящего раздела. Исследования составов бетона повышенной прочности ($f_{c,28} \sim 120...140$ МПа) могут базироваться на данных, полученных при выполнении экспериментов данного раздела.

На рисунке 4 приведены экспериментальные данные о влиянии УНМ в дозировке 0,05 % от массы цемента на прочность образцов бетона, твердевшего в

нормально-влажностных условиях и с кратковременным нагревом, из которых следует, что введение УНМ в целом способствовало повышению прочности бетона. Для бетона состава № 5 ($f_{c,28}$ МПа) зафиксирован рост прочности в проектном возрасте на 10...15%. При этом прочность бетона в первые 24 ч увеличилась на 25...30%. К 90 сут. твердения эта тенденция в целом сохранилась: увеличение прочности бетона за счет введения УНМ составило $\sim(10\pm 2)\%$.

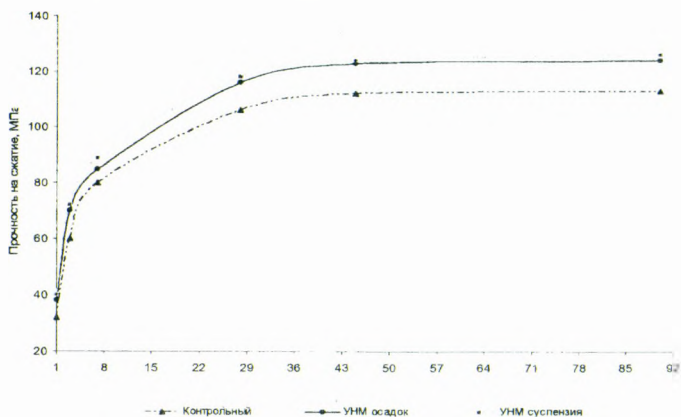


Рисунок 4 – Изменение прочности высокопрочного бетона от вида УНМ (твердение в НВТ)

В таблице 2 приведен ы основные характеристики мелкозернистого и высокопрочного бетонов (на примере бетонов с базовой прочностью ~ 100 МПа), модифицированные углеродными нановеществами.

Таблица 2 – Характеристики бетонов с УНМ

Характеристика бетона	Размерность	Величина в проектном возрасте		Повышение показателя, %
		Без УНМ	С УНМ	
Мелкозернистый бетон				
Прочность на сжатие	МПа	55...74	67...82	11...21
Прочность на осевое растяжение (раскалывание)	МПа	1,45...1,67	1,54...2,17	6...30
Прочность на растяжение при изгибе	МПа	9,1...11,9	9,9...13,9	9...17
Водопоглощение	%	3,9...4,0	3,6...3,7	-(7...8)
Высокопрочный бетон				
Прочность на сжатие	МПа	80...100	88...115	10...15
Модуль упругости	МПа $\times 10^3$	45...47	46...49	2...4
Водопоглощение	%	2,0...2,8	1,9...2,7	-(3,5...5,0)
Солестойкость после 10 циклов в насыщенных растворах:				
NaCl – Δm	%	2,5...2,6	2,3...2,5	-(4...8)
NaCl – f_{cm}	МПа	75...83	91...104	21...25
в растворе				
Na ₂ SO ₄ – Δm	%	2,5...2,7	2,3...2,5	-(7...8)
Na ₂ SO ₄ – f_{cm}	МПа	74...79	89...102	20...29
Водонепроницаемость	марка	W16...W18	W18...W20	1 марка

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Результаты комплексных экспериментально-теоретических исследований показали, что воздействие углеродных наноматериалов на процессы взаимодействия цемента с водой, твердения, формирования структуры и прочностных свойств цементного бетона имеет физическую природу и не изменяет морфологию кристаллогидратных новообразований затвердевшего цемента.

Результаты механических испытаний бетона на сжатие, растяжение при изгибе и осевое растяжение (путем раскалывания образцов) (в данной статье не приведены) показали, что в последнем случае прирост прочности бетона (на примере мелкозернистого) более значителен, что подтверждает теоретическую предпосылку о «наноармировании» кристаллогидратной структуры цементного камня в бетоне за счет «встраивания» в неё волокнообразных УНМ, способствующих восприятию растягивающих усилий, возникающих в раскалываемых образцах.

Общая оценка свойств бетона с УНМ подтверждает его перспективность к применению в бетонах дорожных, аэродромных покрытий, а также при изготовлении сборных изделий и в варианте монолитного строительства несущих конструкций, сооружений транспортных коммуникаций.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Добавки для бетонов. Общие технические условия: СТБ 1112-098.
2. Щебень кубовидный из плотных горных пород. Технические условия: СТБ 1321-2002.
3. Цемент Ч.1. Состав, спецификации и критерии соответствия общих цементов: СТБ EN 197-1-2007.
4. Песок для строительных работ. Технические условия: ГОСТ 8736-93.
5. Щебень и гравий из плотных горных пород для строительных работ. Технические условия: ГОСТ 8267-93.
6. Портландцемент. Шлакопортландцемент. Технические условия: ГОСТ 10178-85.
7. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам: ГОСТ 10180-90.
8. Тейлор, Х. Химия цемента; пер. с англ. – М.: Мир, 1996. – С. 296-325.
9. Батяновский Э.И. Нанотехнологии и углеродные наноматериалы в строительном материаловедении / Э.И. Батяновский, П.В. Рябчиков, В.Д. Якимович // Строительная наука и техника. – 2009. – №3(24). – С.22-29.
10. Батяновский, Э.И. Влияние углеродных наноматериалов на свойства цемента и цементного камня / Э.И. Батяновский, А.В. Крауклис, П.П. Самцов, П.В. Рябчиков, Пав.П. Самцов // Строительная наука и техника. – 2010. – №1-2(28-29). – С.3-10.
11. Свиридов, Н.В. Бетон прочностью 150 МПа на рядовых портландцементях // Бетон и железобетон. – 1990. – № 2. – С. 21-22.

УДК 624.012.36

Санникова О. Г.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В АРМАТУРЕ НА СТАДИИ ИЗГОТОВЛЕНИЯ ПРИ КОМБИНИРОВАННОМ СПОСОБЕ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ

Введение

Несмотря на усложнение технологического процесса при изготовлении предварительно напряженных конструкций, достигаемые преимущества последних, такие как сокращение материалоемкости и снижение веса конструкции, увеличение трещиностойкости, жесткости, выносливости при действии многократно

повторяющихся нагрузок и устойчивости сжатых элементов, позволяют эффективно использовать такие конструкции во всех областях строительства. Предварительное напряжение всей или части арматуры позволяет создавать в конструкции на стадии изготовления выгодное напряженное состояние, благодаря которому возможно уменьшение растягивающих деформаций бетона при действии внешних сил, в том числе поперечных. На сегодняшний день на практике используют несколько способов предварительного напряжения арматуры: механический, электротермический, электротермомеханический и физико-химический [1, 2].

При механическом способе предварительного напряжения арматуры требуемое начальное контролируемое напряжение в арматуре достигается при натяжении последней специальными домкратами, динамометрическими ключами и другими натяжными устройствами с последующей фиксацией технологическими анкерами на специальных упорах стендов, форм или поддонов (при натяжении арматуры на упоры) или специальными анкерными устройствами по торцам элемента (при натяжении арматуры на бетон). В дальнейшем сжимающие напряжения в бетоне формируются благодаря упругим свойствам арматуры, стремящейся вернуться в ненапряженное состояние, за счет сцепления с бетоном. Отдельно следует выделить метод непрерывного армирования, разработанный В. В. Михайловым [1], позволяющий выполнять армирование в двух направлениях.

При электротермическом способе предварительного напряжения арматуры требуемое начальное контролируемое напряжение в арматуре достигается при ее нагреве током до необходимой температуры с дальнейшей фиксацией в нагретом состоянии на упорах формы. Остывая, арматурный элемент сокращается, что в свою очередь вызывает появление напряжений. Как отмечено в [2], данный способ является наиболее распространенным в заводском производстве сборных конструкций ввиду своей простоты и небольшой трудоемкости, однако с точки зрения экономических и технических показателей наименее эффективным.

Электротермомеханический способ предварительного напряжения арматуры представляет собой комбинацию механического и электротермического способов и применяется в основном при непрерывном армировании. В данном случае нагретую электрооток высокопрочную проволоку навивают на упоры стенда или поддона формы.

Физико-химический способ предварительного напряжения арматуры позволяет создавать в конструкции выгодное напряженно-деформированное состояние. За счет энергии расширения напрягающего бетона в процессе твердения происходит натяжение любой арматуры в конструкции, то есть возможно создание линейного, плоского и объемного напряженного состояния.

Все вышеперечисленные способы создания внутреннего напряженного состояния на стадии изготовления конструкции сегодня не только широко применяются на практике, но и продолжают совершенствоваться как технологически, так и с позиции решения новых задач. Кроме того, современный уровень проектирования и строительных технологий позволяет комбинировать различные способы предварительного напряжения с целью минимизации недостатков, присущих каждому из них.

Предварительное напряжение арматуры физико-химическим и комбинированным способом

При использовании в конструкции напрягающего бетона осуществляется предварительное напряжение арматуры физико-химическим способом [3], а в самом конструктивном элементе создаются напряжения, которые называют самонапряжениями. Следует отметить, что в самонапряженных элементах уровень обжатия бетона достигает 1...3 МПа, что в некоторых случаях (например, для элементов с большим пролетом) может быть недостаточным для обеспечения трещиностойкости нормальных сечений. Повысить уровень обжатия бетона самонапряженных элементов можно, дополнительно напрягая продольную арматуру механическим способом. Данный способ предварительного напряжения, когда продольная арматура напрягается механическим и физико-химическим способами, предлагается называть комбинированным способом предварительного напряжения арматуры. Согласно [4], практическая значимость при предварительном напряжении арматуры комбинированным способом заключается в следующем:

- в железобетонном элементе вся арматура будет иметь предварительное напряжение;
- уровень обжатия бетона основной рабочей арматурой, предварительно напряженной комбинированным способом, будет в 5...10 раз выше, чем по другим осям, что обеспечит трещиностойкость нормальных и наклонных сечений при действии усилий;
- потери предварительного напряжения, созданного в арматуре механическим способом, могут быть частично или полностью компенсированы предварительным напряжением арматуры физико-химическим способом.

Учитывая возможность создания выгодного напряженного состояния в сечении при использовании физико-химического и комбинированного способов предварительного напряжения арматуры, в настоящей работе внимание уделено элементам с комбинированным способом предварительного напряжения арматуры.

Экспериментальные исследования

В лаборатории УО БрГТУ были проведены экспериментальные исследования железобетонных балок с арматурой, предварительно напрягаемой физико-химическим и комбинированным способами. Цель данных исследований заключалась в том, чтобы изучить закономерности изменения внутреннего напряженного состояния на стадии твердения конструктивного элемента с арматурой, напрягаемой комбинированным способом. Параметры такого напряженного состояния являются исходными данными для дальнейшего расчета (в нашем случае – для расчета прочности наклонных сечений) элементов с предварительным напряжением арматуры комбинированным способом.

При проведении экспериментальных исследований требовалось установить, как при предварительном напряжении арматуры комбинированным способом происходит изменение напряжений по длине арматурного стержня, а также как сетки косвенного армирования, напрягаемые физико-химическим способом, влияют на развитие деформаций расширения. Варьируемыми параметрами опытных образцов были следующие:

- наличие или отсутствие предварительного напряжения продольной арматуры механическим способом;
- наличие или отсутствие сеток косвенного армирования;
- конструктивное решение сеток косвенного армирования и шаг их установки.

Номенклатура образцов представлена в таблице 1, а конструктивное решение опытных балок приведено на рисунке 1.

Методика исследований

Опытные образцы СН, КНК0, КНК40 и КНК80 изготавливали в лабораторных условиях из бетона на напрягающем цементе. Напрягающий цемент изготавливали при совместном помоле бездобавочного портландцемента, гипса и глиноземистого цемента в соотношении ПЦ:ГЦ:Г=74:14:12. Бетонная смесь при изготовлении напрягающего бетона (из расчета на 1 м³) имела следующий состав: 500 кг:750 кг:1150 кг:215 л – напрягающий цемент : песок : щебень : вода.

Таблица 1 – Номенклатура опытных образцов

Марка образцов	Способ предварительного напряжения продольной арматуры	Сетки косвенного армирования	
		левая часть элемента	правая часть элемента
СН	физико-химический		-
КНК0	комбинированный		-
КНК40	комбинированный	С-1, шаг 40 мм	С-2, шаг 40 мм
КНК80	комбинированный	С-1, шаг 80 мм	С-3, шаг 80 мм

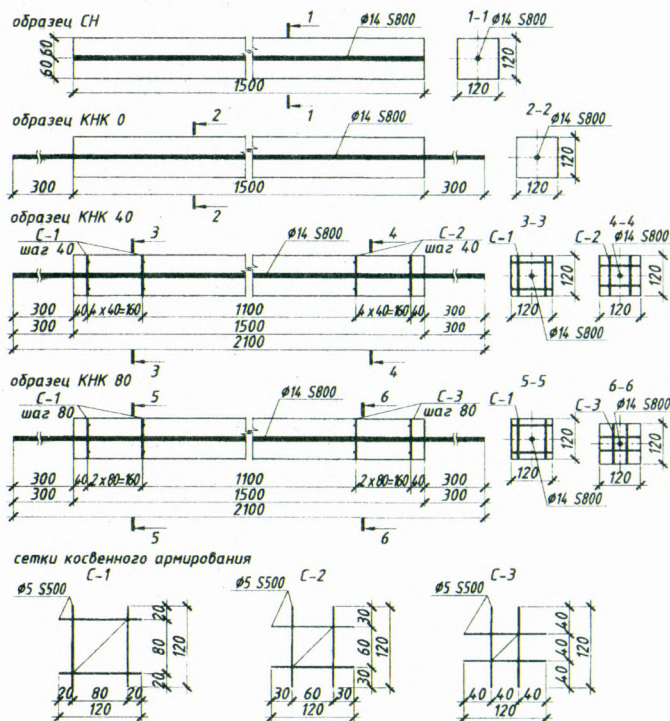


Рисунок 1 – Конструктивное решение опытных образцов

Арматура, напрягаемая комбинированным способом, – Ø14 S800 по ГОСТ 5781 (относительное удлинение – 6%, временное сопротивление – 1124,2 МПа, условный предел упругости – 835,8 МПа, условный предел текучести – 982,1 МПа, начальный модуль упругости – 209876,5 МПа); сетки косвенного армирования из

арматуры Ø5 S500 по СТБ 1704. Характеристики материалов контролировались по контрольным образцам и методикам следующих нормативно-технических документов: СТБ 1335-2002 (напрягающий цемент), ТУ 67-938-87 (напрягающий бетон), ГОСТ 12004-81 (испытание арматуры).

Величина предварительного напряжения рабочей арматуры механическим способом для образца КНК0 составила 508,25 МПа; для образца КНК40 – 496,43 МПа; для образца КНК80 – 514,15 МПа.

Характеристики материалов опытных балок представлены в таблице 2.

Таблица 2 – Характеристика материалов балок

Марка образцов	Бетон		Продольная	Арматура	
	Самонапря-жение в возрасте 28 сут., МПа	Кубиковая прочность		Сетки косвенного армирования	
				левая часть	правая часть
СН				–	
КНК 0	1,85	40,7	$\rho_l=1,07\%$	–	
КНК 40				$\rho_{sk}=0,82\%$	$\rho_{sk}=0,82\%$
КНК 80				$\rho_{sk}=0,41\%$	$\rho_{sk}=0,41\%$

Предварительное напряжение арматуры балок КНК0, КНК40 и КНК80 осуществляли механическим способом на упоры силовой рамы гидравлическим домкратом фирмы Dyckerhoff & Widmann, модель 74-113.00 (рисунок 2). В качестве упоров была использована металлическая рама. Закрепление арматурного стержня на упорах выполнялось при помощи полуавтоматических зажимов конструкции НИИЖБ. Величина предварительного натяжения арматуры контролировалась по манометру гидродомкрата и по относительному удлинению арматурного стержня. Относительное удлинение арматурного стержня измерялось при помощи экстензометров с индикатором часового типа ценой деления 0,01 мм на базе 355 мм по стальным реперам, закрепленным на поверхности арматурного стержня.

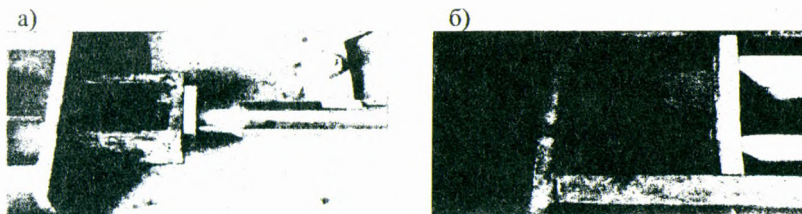


Рисунок 2 – Натяжение арматуры гидродомкратом (а) и способ закрепления на торцах силовой рамы (б)

После бетонирования образцы выдерживались в воздушно-сухих (1 сут.), во влажных (27 сут.) и воздушно-сухих (85 сут.) условиях. В течение этого времени производили контроль деформаций арматуры и бетона переносными миссурами по реперам (во влажных условиях) и тензодатчиками (при передаче усилия натяжения арматуры с упоров на бетон).

Результаты исследований

Как было отмечено ранее [4, 5, 6], при расширении напрягающего бетона происходит снижение величины ранее созданного механическим способом напряжения на участках между упорами стенда и торцами конструкции (рисунок 3).

При этом арматура, благодаря упругим характеристикам, стремится вернуться в исходное состояние и воздействует на торцы конструкции.

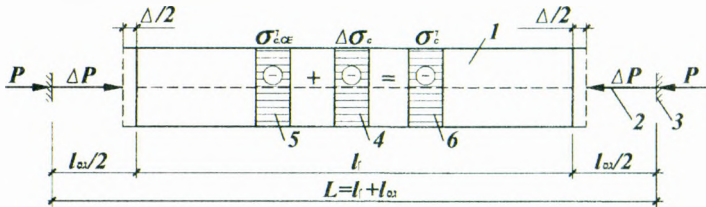
$$\Delta P = \Delta \sigma_{s,CE}^{ni} \cdot A_p = \sigma_{s,CE} \cdot k_i \cdot A_p; \quad (1)$$

$$\Delta \sigma_{s,CE}^{ni} = \varepsilon_{s,CE}^{ni} \cdot E_s = \frac{\varepsilon_{s,CE} \cdot l}{l_{ni}} \cdot E_s = \sigma_{s,CE} \cdot k_i, \quad (2)$$

где $\varepsilon_{s,CE}^{ni}$ и $\Delta \sigma_{s,CE}^{ni}$ – 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 и l_{ni} – длина элемента и свободных участков между упорами и торцами элемента соответственно.



1 – элемент из бетона на НЦ; 2 – арматура, предварительно напрягаемая комбинированным способом; 3 – упоры (горцы силовой рамы); 4 – эпюра напряжений при действии ΔP ; 5 – эпюра напряжений при развитии самоупреждения; 6 – общая эпюра напряжений в элементе
Рисунок 3 – Схема действующих усилий при предварительном напряжении арматуры комбинированным способом

Сопоставление результатов расчета и опытных данных приведено в таблице 3 и на рисунке 4.

Таблица 3 – Изменение напряжения в арматуре на свободных участках и усилия натяжения арматуры на упорах

Марка элемента	σ_{CE} , МПа	f_{ci} , МПа	Изменение напряжения, МПа			Изменение усилия натяжения арматуры на упорах, кН		
			$\sigma_{0,max}$	$\Delta \sigma_{s,CE}^{ji}$	$\Delta \sigma_{s,CE}^0$	$P_{0,max}$	$\Delta P_{0,CE}^{ji}$	$\Delta P_{0,CE}^0$
1	2	3	4	5	6	7	8	9
КНК0	1,72	44,0	508,25	317,8	405,87	78,22	48,92	62,46
КНК40	1,75	44,0	496,43	273,3	412,95	76,40	42,06	63,55
КНК80	1,73	44,0	514,15	383,9	408,23	79,13	59,09	62,83

σ_{CE} – самоупреждение в бетон в момент передачи усилия натяжения арматуры на бетон, определенное по контрольным образцам;

f_{ci} – кубиковая прочность бетона в момент передачи усилия натяжения арматуры на бетон, определенная по контрольным образцам;

$\sigma_{0,max}$ – величина предварительного напряжения арматуры механическим способом;

$\Delta \sigma_{s,CE}^{ji}$, $\Delta \sigma_{s,CE}^0$ – снижение напряжений в арматуре на свободных участках, определенное опытным путем и предлагаемым расчетным методом по формуле (2) соответственно;

$P_{0,max}$ – усилие натяжения арматуры механическим способом;

$\Delta P_{0,CE}^{ji}$, $\Delta P_{0,CE}^0$ – снижение усилия натяжения арматуры, воспринимаемого упорами, определенное опытным путем и предлагаемым расчетным методом по формуле (1) соответственно

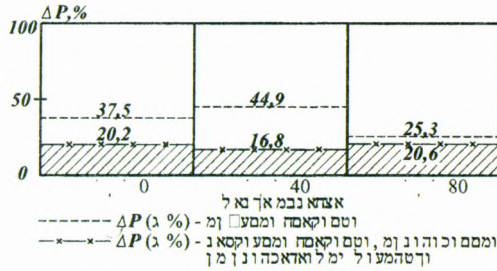


Рисунок 4 – Снижение усилия натяжения в арматуре, напрягаемой комбинированным способом

Данные таблицы 3 и рисунка 4 свидетельствуют о том, что при расширении напрягающего бетона происходит снижение напряжения в арматуре, напрягаемой механическим способом, на свободных участках. Анализ данных показал, что наличие сеток косвенного армирования с ячейкой 40×40мм позволило обеспечить анкеровку арматуры и подтвердило достоверность предлагаемой расчетной методики.

Результаты измерения деформаций бетона опытных балок на приопорных и среднем участках приведены на рисунках 5 и 6. При построении графиков использовались средние значения деформаций на участке.

Деформации бетона приопорного участка образца марки СН с арматурой, напрягаемой физико-химическим способом (рисунок 5 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 6 а) на +25% и -25%, а для образца марки КНК80 (левая часть, рисунок 6 в) на -12,5% и -8,75% соответственно. Из рисунков 5 и 6 следует, что деформации расширения на торцевых участках и в средней части опытных образцов развивались неравномерно.

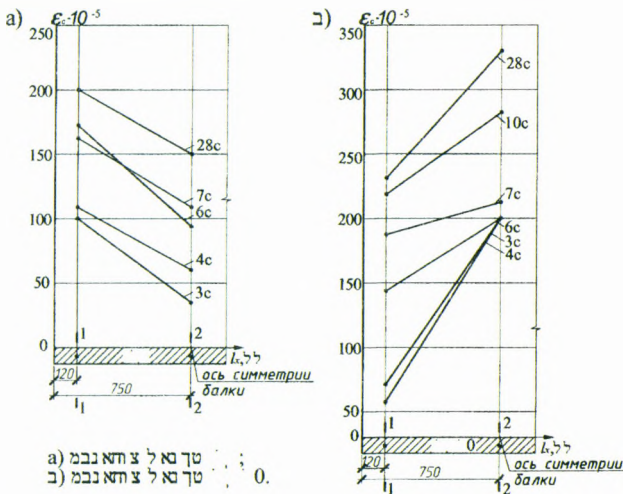
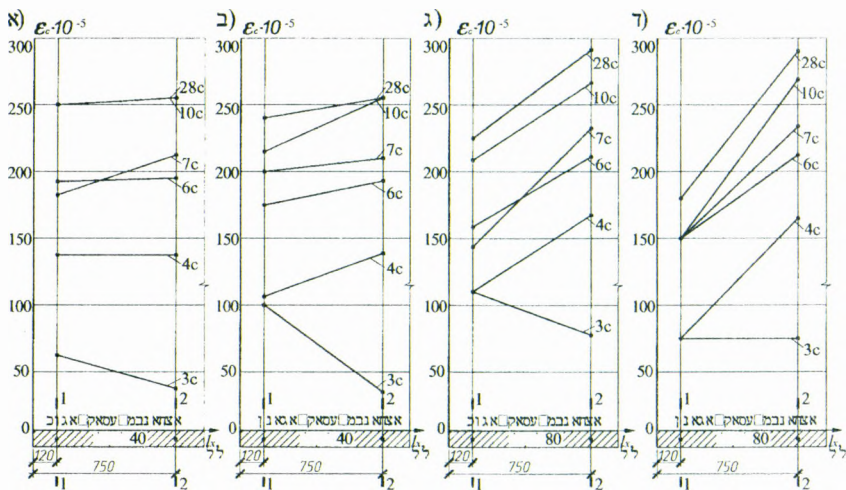


Рисунок 5 – Деформации напрягающего бетона образцов СН и КНК0 при расширении



- а) образец марки КНК40 – левая часть образца с сетками С-1, шаг 40 мм;
- б) то же – правая часть образца с сетками С-2, шаг 40 мм;
- в) образец марки КНК80 – левая часть образца с сетками С-1, шаг 80 мм;
- г) то же – правая часть образца с сетками С-3, шаг 80 мм.

Рисунок 6 – Деформации напрягающего бетона КНК40 и КНК80 при расширении

Наиболее равномерное развитие деформаций расширения по длине балки наблюдалось в образце КНК40 с предварительным напряжением арматуры комбинированным способом и с сетками косвенного армирования. В балке КНК80, также с предварительным напряжением арматуры комбинированным способом и с сетками косвенного армирования, распределение деформаций расширения происходило менее равномерно, что, связано с разным шагом сеток косвенного армирования и с их конструктивным решением.

Вывод

Результаты проведенных исследований свидетельствуют о том, что наличие сеток косвенного армирования оказывает влияние на развитие деформаций расширения опытных образцов с предварительным напряжением арматуры комбинированным способом. В зависимости от конструктивного решения сеток косвенного армирования и шага их установки возможно достижение равномерного распределения деформаций расширения по длине элемента. Сетки косвенного армирования, напрягаемые физико-химическим способом, создают в бетоне вокруг продольной арматуры сжимающие напряжения, что в свою очередь увеличивает сцепление стержня с бетоном и препятствует его проскальзыванию. Предварительное напряжение арматуры комбинированным способом наиболее эффективно при наличии дополнительной анкеровки продольной арматуры в виде сеток косвенного армирования.

Наблюдаемое снижение напряжения в продольной арматуре, напрягаемой комбинированным способом, на свободных участках приводит к возникновению дополнительного усилия обжатия, приложенного к торцам элемента, что в свою очередь способствует более плавной передаче усилия натяжения арматуры с упоров на бетон.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Михайлов, В.В. Предварительно напряженные железобетонные конструкции: (теория, расчет, подбор сечений) / В.В. Михайлов. – М.: Стройиздат, 1978. – 383 с.
2. Пецольд, Т.М. Железобетонные конструкции. Основы теории, расчета и конструирования / Т.М. Пецольд, В.В. Тур. – Брест: Изд. БГТУ. – 2003. – 380с.
3. Тур, В.В. Экспериментально-теоретические основы предварительного напряжения конструкций при применении напрягающего бетона / В.В. Тур. – Брест: Изд. БПИ, 1998. – 246 с.
4. 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.
5. Санникова, О.Г. Косвенное армирование элементов из напрягающего бетона / О.Г. Санникова, А.А. Кондратчик // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: сб. тр. XVI Международного науч.-метод. Семинара, Брест. 28-30 мая 2009 г. – Брест: БрГТУ, 2009. – Ч. 1. – С. 70-78.
6. Санникова, О.Г. Формирование напряженного состояния в элементах из напрягающего бетона с арматурой, предварительно напряженной комбинированным способом / О.Г. Санникова, А.А. Кондратчик // Вестник Брестского государственного технического университета. – 2009. – № 1 (55): Строительство и архитектура. – С. 85-90.

УДК 691.32-033.33

Семенюк С.Д., Дивакова Г.А., Мамочкина М.Г., Мельянцева И.И.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-СТАТИСТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ КЕРАМЗИТОБЕТОНОВ КЛАССОВ 10/12,5 И 16/20

Легкие бетоны на основе керамзитового гравия широко используются в промышленном и гражданском строительстве. Керамзитобетонные конструкции позволяют улучшить теплотехнические и акустические свойства зданий, значительно снизить их массу. Комплексное использование легких бетонов позволяет решить проблемы энергоресурсосбережения при строительстве и техническом обслуживании зданий и инженерных сооружений, повысить их надежность, долговечность и безопасность при эксплуатации. Однако для соответствия белорусских нормативных документов с Еврокодом необходимо уточнить некоторые прочностные и деформативные характеристики легких бетонов, что для Республики Беларусь является актуальным. С этой целью были проведены экспериментальные исследования прочности и деформативности образцов из легкого бетона класса 10/12,5 и 16/20 в виде кубов, цилиндров и призм на кратковременное центральное сжатие в соответствии с ГОСТ 24452-80*.

Для определения прочностных и деформативных характеристик легких бетонов на основе керамзитового гравия были исследованы 2 серии опытных образцов из бетона класса 10/12,5 и 16/20. В каждой серии экспериментальных исследований было сформировано и испытано 12 кубов с размерами ребра 150 мм, 8 кубов с размерами ребра 100 мм, 12 цилиндров диаметром 150 мм и высотой 300 мм и 12 призм размерами 150×150×600 мм. Испытания проводились в возрасте 7, 14, 28 и 60 суток. В каждом возрасте испытывалось по 3 куба с размерами ребра 150 мм, 2 куба с размерами ребра 100 мм, 3 призмы размерами 150×150×600 мм и 3 цилиндра диаметром 150 мм и высотой 300 мм.

В качестве крупного заполнителя для бетона класса 16/20 использовался керамзитовый гравий фракций 5-10 мм и 10-20 мм с относительной прочностью в цилиндре 2,68 МПа и 1,86 МПа соответственно. Для изготовления легкого бетона класса 10/12,5 применялся только керамзит фракции 10-20 мм. Для обших се-

рий в качестве мелкого заполнителя служил песок кварцевый с модулем крупности $M_{кр}=1,8$, вяжущим служил портландцемент ОАО «Белорусский цементный завод» марки М 500.

Состав керамзитобетонной смеси для бетона класса 16/20: Ц:П:Г=1:1,84:0,79 при водоцементном отношении $V/Ц=0,46$. Плотность легкого бетона в возрасте 28 суток оказалась равной 1545 кг/м^3 .

Состав керамзитобетонной смеси для бетона класса 10/12,5: Ц:П:Г=1:2,41:1,37 при водоцементном отношении $V/Ц=0,51$. Плотность легкого бетона в возрасте 28 суток оказалась равной 1390 кг/м^3 .

Испытание призм на кратковременное центральное сжатие проводилось в полном соответствии с требованиями [1]. При испытании продольные деформации измерялись индикаторами часового типа с ценой деления 0,01 мм на базе 370...375 мм, установленными вдоль оси по четырем граням призм. Поперечные деформации измерялись индикаторами часового типа с ценой деления 0,001 мм на базе 110...115 мм. Продольные и поперечные деформации по каждой отдельной призме (по показаниям четырех приборов механического действия) усреднялись. При отдельных отсчетах, резко отличавшихся от среднего, эти отсчеты и соответствующие им деформации по отдельным приборам из обработки опытных деформаций исключались.

Средняя кубиковая прочность образцов в возрасте 7 суток составила 16,04 МПа; 14 суток – 18,1 МПа; 28 суток – 20,56 МПа; 60 суток – 21,47 МПа.

Средняя призмная прочность исследуемых образцов в возрасте 7 суток составила 13,11 МПа; 14 суток – 14,68 МПа; 28 суток – 16,21 МПа; 60 суток – 17,56 МПа, а коэффициенты призмной прочности – 0,82; 0,81; 0,79; 0,82 соответственно.

В [2, 3] показано, что зависимость «секущий модуль продольных деформаций – напряжение или уровень напряжений» ($E_{c(\sigma)}$), ($E_{c(\eta)}$) при кратковременном центральном сжатии бетонных призм до разрушения с постоянной скоростью роста напряжений с большой достоверностью описывается линейной опытно-корреляционной зависимостью (1), а непосредственно вытекающая из неё зависимость «напряжение – деформация» – корреляционной зависимостью (2) гиперболического вида:

$$E_{c(\sigma)} = \frac{\sigma}{\varepsilon_{c(\sigma)}} = E_{c(0)} [1 - \lambda_{\sigma} \cdot \eta], \quad (1)$$

$$\varepsilon_{c(\sigma)} = \frac{\sigma}{E_{fc}} = \frac{\sigma}{E_{c(0)} \left[1 - \lambda_{fc} \cdot \frac{\sigma}{fc} \right]}, \quad (2)$$

где η – уровень напряжений $\eta = \frac{\sigma}{fc}$; $E_{c(0)}$ – истинный модуль упругости бетона (секущий модуль деформаций при $\sigma = 0$); λ_{fc} – предельное значение коэффициента пластичности бетона при $\sigma = fc$.

Приведенная статистическая обработка результатов испытаний бетонных призм показала, что линейные корреляционные зависимости «секущие модули деформаций – напряжения или уровень напряжений» имеют место для поперечных и сдвиговых деформаций:

$$E_{v(\sigma)} = \frac{\sigma}{\varepsilon_{v(\sigma)}} = E_{v(0)} [\lambda_{v(fc)} \cdot \eta]; \quad (3)$$

$$\varepsilon_{v(\sigma)} = \frac{\sigma}{E_{v(\sigma)}} = \frac{\sigma}{E_{v(0)} \left[1 - \lambda_{v(f,c)} \cdot \frac{\sigma}{f_c} \right]}; \quad (4)$$

$$G_{\sigma} = \frac{\sigma}{\varepsilon_{G(\sigma)}} = \frac{\sigma}{2 \left[\varepsilon_{c(\sigma)} + \varepsilon_{v(\sigma)} \right]} = G_0 \left[1 - \lambda_{G(f,c)} \cdot \frac{\sigma}{f_c} \right]; \quad (5)$$

$$\varepsilon_{G(\sigma)} = \frac{\sigma}{G_{\sigma}} = \frac{\sigma}{G_0 \left[1 - \lambda_{G(f,c)} \cdot \frac{\sigma}{f_c} \right]}, \quad (6)$$

где $E_{v(\sigma)}, G_{\sigma}$ – секущие модули поперечных упругопластических деформаций и деформаций сдвига; $\varepsilon_{v(\sigma)}, \varepsilon_{G(\sigma)}$ – соответствующие вышеуказанным секущим модулям деформаций упругопластические поперечные деформации и деформации сдвига при сжатии; $E_{v(0)}, G_0$ – испытанные значения модулей упругих поперечных и сдвиговых деформаций; $\lambda_{v(f,c)}, \lambda_{G(f,c)}$ – коэффициенты пластичности по поперечным и сдвиговым деформациям при напряжении $\sigma = f_c$.

$$\lambda_{v(f,c)} = \frac{E_{v(0)} - E_{v(f,c)}}{E_{v(0)}}; \quad (7)$$

$$\lambda_{G(f,c)} = \frac{G_0 - G_{f,c}}{G_0}; \quad (8)$$

$$\varepsilon_{G(\sigma)} = 2 \left[\varepsilon_{c(\sigma)} + \varepsilon_{v(\sigma)} \right]. \quad (9)$$

Численные значения параметров линейных корреляционных зависимостей (1), (3), (5) устанавливаются статистическими методами линейной корреляции [4].

Наиболее простым способом первичного определения связи между двумя свойствами является способ графического изображения результатов вычислений. Откладывая по оси абсцисс данные одного свойства (напряжения), а по оси ординат соответствующие им значения другого свойства (относительные деформации ε и E'), получаем группу точек (рис. 1).

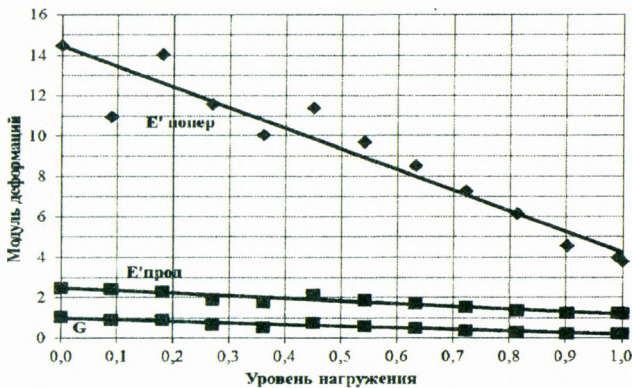


Рисунок 1 – Опытные и теоретические зависимости «Секущий модуль деформаций – уровень нагружения» для образцов из бетона класса 16/20

Величиной, выражающей прямолинейную зависимость между двумя свойствами, является коэффициент корреляции. Чем ближе коэффициент корреляции к единице, тем больше связь между изучаемыми свойствами.

Коэффициент корреляции r вычисляют по формуле:

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n (X_c - Y_c)}{\sqrt{\sum_{i=1}^n X_c^2 \cdot Y_c^2}}, \quad (10)$$

где $\sum_{i=1}^n (X_c - Y_c)$ – отклонений отдельных вариант V_x, V_y от соответствующих им

средних арифметических M_x и M_y ;

n – число наблюдений.

Средняя ошибка коэффициента корреляции определяется по формуле:

$$m_r = \pm \frac{1-r^2}{\sqrt{n}}. \quad (11)$$

Достоверность коэффициента корреляции (линейного корреляционного уравнения или связи) оценивается отношением коэффициента корреляции r к его средней ошибке m_r . Если это отношение равно 4 или больше, то коэффициент корреляции считается достоверным и наличие связи между двумя свойствами доказано, в противном случае – нельзя сделать заключение о достоверности связи между изучаемыми свойствами.

Линейное корреляционное уравнение представлено следующей формулой:

$$Y = M_y + r \cdot \frac{\sigma_y}{\sigma_x} (X - M_x), \quad (12)$$

где σ_x, σ_y – средние квадратические отклонения.

Статистика линейных корреляционных зависимостей по усреднённым показателям для испытанных призм показала, что достоверность линейности корреляционных зависимостей довольно высока (коэффициент корреляции r_x близок к единице, а его достоверность r/m_r значительно больше четырёх).

Результаты проведенных исследований отражены в табл. 1.

Таблица 1 – Характеристика бетона испытанных образцов и статистика их линейных корреляционных зависимостей для класса 16/20

Класс бетона	Возраст, сут	$f_{с, куб. МПа}$	$f_{сж, МПа}$	$f_{сж, сж}$		$f_{сж, сж}$		Зависимость	Уравнение, МПа	r	r/m_r
				η	МПа	η	МПа				
16/20	7	16,04	13,11	0,857	11,24	0,538	7,06	$E_{с(а)-\eta}$	1,795(1-0,023 σ)	-0,9883	147,5
								$E_{с(а)-\eta}$	17,580(1-0,073 σ)	-0,7921	7,36
								$G_{с-\eta}$	0,808(1-0,034 σ)	-0,9756	70,18
								$E_{с(а)-\eta}$	2,4884(1-0,035 σ)	-0,9523	42,16
	14	18,1	14,68	0,812	11,92	0,531	7,8	$E_{с(а)-\eta}$	14,474(1-0,048 σ)	-0,9482	37,71
								$G_{с-\eta}$	1,066(1-0,038 σ)	-0,9602	50,77
								$E_{с(а)-\eta}$	1,687(1-0,014 σ)	-0,9397	43,77
								$E_{с(а)-\eta}$	16,224(1-0,05 σ)	-0,9357	60,2
	28	20,56	16,21	0,776	12,58	0,505	8,18	$G_{с-\eta}$	0,843(1-0,026 σ)	-0,9874	162,3
								$E_{с(а)-\eta}$	1,749(1-0,014 σ)	-0,9458	39,11
								$E_{с(а)-\eta}$	13,264(1-0,041 σ)	-0,8479	13,15
								$G_{с-\eta}$	1,205(1-0,022 σ)	-0,9751	84,26
60	21,47	17,56	0,755	13,25	0,459	8,06	$E_{с(а)-\eta}$	13,264(1-0,041 σ)	-0,8479	13,15	
							$G_{с-\eta}$	1,205(1-0,022 σ)	-0,9751	84,26	

При нагружении бетонного образца длительным напряжением, меньшим либо равным нижней границе микротрещинообразования, в бетоне не возникает

микроразрушения. При действии напряжений в пределах границ нижнего и верхнего микротрещинообразований в бетоне возникают микроразрушения, но их количество не приводит к разрушению материала. Если длительное напряжение больше верхней границы микротрещинообразования, в бетоне происходит накопление и развитие микроразрушений вплоть до его полного разрушения. Поэтому за предел прочности при длительном сжатии принимают напряжение несколько ниже верхней границы микротрещинообразования (рис. 2).

Верхний предел микротрещинообразования f_{cr}^v (т. н. «критическая» граница, при достижении которой наблюдается активный прирост пластических деформаций) находился графическим методом по усреднённым экспериментальным данным для двух призм, испытанных кратковременным нагружением по стандартной методике – путём построения зависимости «уровень нагружения – объёмная деформация». Объёмные деформации при этом определялись по формуле

$$\varepsilon^v = \varepsilon_{c(\sigma)} - 2\varepsilon_{v(\sigma)}, \quad (13)$$

где $\varepsilon_{c(\sigma)}$ – продольные относительные деформации, $\varepsilon_{v(\sigma)}$ – поперечные относительные деформации.

По пиковой точке диаграммы ε^v - η находился верхний предел микротрещинообразования бетона – f_{cr}^v .

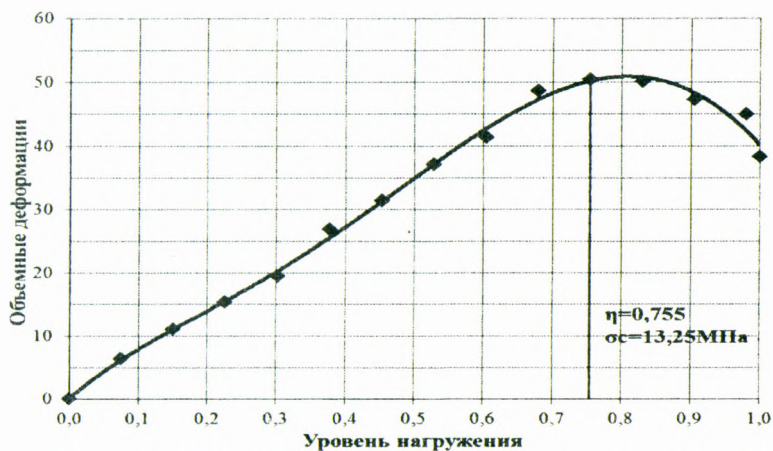


Рисунок 2 – Корреляционные зависимости «уровень нагружения-объёмные деформации» для образцов из бетона класса 16/20 в возрасте 60 суток

Определение нижнего предела микротрещинообразования f_{cr}^0 также производилось графическим методом по экспериментальным данным. Сначала по опытным данным была построена зависимость «уровень нагружения η – коэффициент Пуассона ν », при этом коэффициент Пуассона определялся как отношение поперечных относительных деформаций к продольным или как отношение поперечного модуля деформаций к продольному для каждой ступени нагружения (рис. 3).

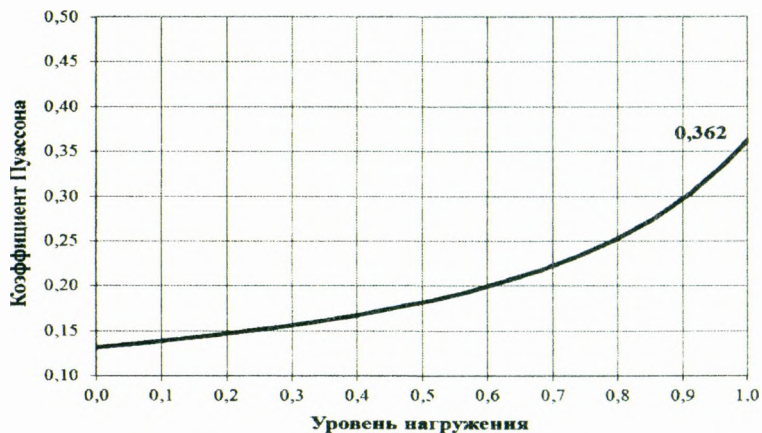


Рисунок 3 – Корреляционные зависимости «уровень нагружения-коэффициент Пуассона» для образцов из бетона класса 16/20 в возрасте 60 суток

Путём нахождения первой $\frac{dv}{d\eta}$ и второй $\frac{dv^2}{d\eta^2}$ производных был графически определён предел нижнего микротрещинообразования бетона (рис. 4).

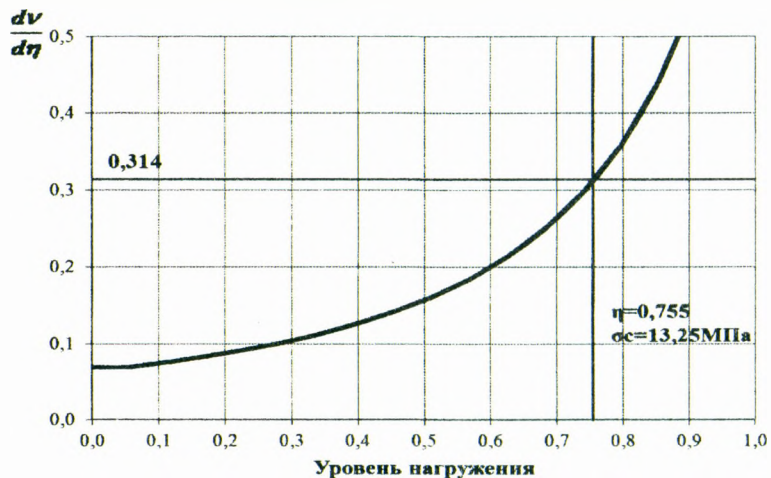


Рисунок 4 – Корреляционные зависимости «первая производная» для образцов из бетона класса 16/20 в возрасте 60 суток

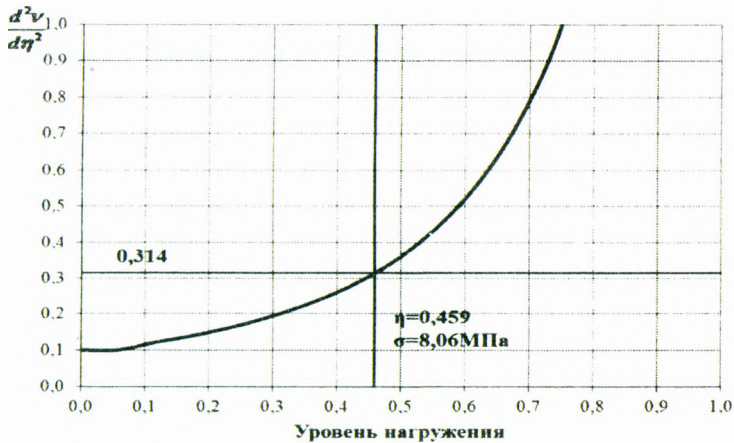


Рисунок 5 – Корреляционные зависимости «вторая производная» для образцов из бетона класса 16/20 в возрасте 60 суток

Полученные данные можно использовать при прогнозировании работы керамзитожелезобетонных конструкций, зданий и сооружений, работающих в условиях как элементарного, так и сложного деформирования. В этой связи для образцов из керамзитобетона класса 16/20 и 10/12,5 были определены следующие характеристики: кубиковая и призмная прочности, модули продольных и поперечных деформаций, модуль сдвига, объемные деформации, коэффициент Пуассона, пределы верхнего и нижнего микротрещинообразования.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Бетоны. Методы определения призмной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона: ГОСТ 24452-80 / Госкомитет СССР по делам строительства. – М., 1981. – 20 с.
2. Семенюк, С.Д. К определению модуля упругости и упругопластических характеристик бетона при кратковременном центральном сжатии // Вестн. БГТУ. – 2001. – №1. Строительство и архитектура. – С. 40-44.
3. Семенюк, С.Д. Железобетонные пространственные фундаменты жилых и гражданских зданий на неравномерно деформируемом основании: монография / С.Д.Семенюк – Могилёв: Белорус.-Рос. ун, 2003. – 269 с.
4. Гмурман, В.Е. Теория вероятностей и математическая статистика / В.Е.Гмурман – М.: Высш. шк., 1977. – 479 с.

УДК 693.54:624.016

Семко А.В., Гукасян О.М.

ВЛИЯНИЕ ТЕХНОЛОГИИ БЕТОНИРОВАНИЯ ТРУБОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ИХ НЕСУЩУЮ СПОСОБНОСТЬ

Постановка проблемы. В последние 50 лет в Украине активно проводятся исследования трубобетонных конструкций. В настоящее время изучены особенности работы трубобетонных элементов в зависимости от их геометрических характеристик, физико-механических свойств бетона ядра и материала оболочки,

напряженно-деформированного состояния, способа приложения нагрузки и т.д. Но практически отсутствуют исследования влияния технологии бетонирования ядра трубобетонных элементов на прочность конструкции в целом.

Таким образом, исследование о технологии бетонирования трубобетонных элементов на их несущую способность и надежность является актуальной научной задачей, которая имеет теоретическое и практическое значение.

Обзор последних источников, исследований и публикаций и выделение нерешенных ранее частей общей проблемы. Проведенный анализ изменчивости физико-механических свойств материалов, из которых состоят трубобетонные конструкции [1], показывает, что наибольшую неоднородность свойств имеет бетон. Прочность бетона зависит не только от количества и качества заполнителей и в значительной степени определяется рядом производственных факторов, в частности точностью дозирования компонент, условиями перемешивания и уплотнения бетонной смеси и способами ее транспортировки. На современных заводах цемент, воду и добавки дозируют с точностью $\pm 1\%$, а заполнители $\pm 2\%$. Однако на практике встречаются гораздо большие отклонения. Наряду с этим вследствие характерных особенностей твердения и напряженно-деформированного состояния бетона трубобетонных конструкций их прочность и деформативность могут существенно меняться. Выявление и учет этих закономерностей требует особого внимания.

Основным примером влияния условий бетонирования на показатели однородности бетона является вертикально бетонируемые трубобетонные конструкции. Ведь, как известно [2], обжатие бетонной смеси увеличивает прочность бетона. Многочисленными исследованиями [3, 4, 5] установлено, что изоляция от внешней среды бетонной смеси в трубе благоприятно влияет на прочность бетона. Вместо ожидаемой усадки происходит набухание бетона и его расширение, при этом прочность бетона повышается на 10 ... 15%, которое сохраняется в течение многих лет и создает благоприятные условия для работы под нагрузкой. Ползучесть бетона в трубобетонных элементах, проявляется в меньшей степени, чем в обычных железобетонных конструкциях и не столь существенно влияет на изменчивость модуля деформаций бетона в зависимости от времени.

Между тем, существенное влияние на прочность конструктивных элементов, содержащих бетон, имеет технология изготовления и уплотнения бетонной смеси, особенно в осложненных условиях бетонирования при необходимости укладки ее в ограниченное пространство (обойму), что характерно именно для трубобетонных конструкций. Все эти факторы, обуславливающие возникновение возможной неоднородности бетонного ядра по объему конструктивного элемента, на сегодня недостаточно исследованы.

Таким образом, **цель работы** заключается в продолжении экспериментальных исследований влияния условий изготовления сталежелезобетонных (в частности трубобетонных) конструкций на изменение физико-механических характеристик бетона на их несущую способность, прочность и деформативность. Прочность бетона зависит от многих технологических факторов, таких как водоцементное отношение (В/Ц), марка цемента, условий и срока твердения. К другой группе факторов, которые также влияют на прочность бетона (хотя и не так существенно), относятся вид цемента, качество заполнителей, условия приготовления бетонной смеси, ее транспортирования и укладки [2, 3, 6, 7.].

Задачи и программа экспериментальных исследований трубобетонных элементов с дефектами ядра. Основной задачей экспериментальных исследований является получение данных о влиянии различных типов наиболее распространенных дефектов (неоднородность прочности бетона по высоте образца (серия ТБк) и наличие полостей и раковин (серия ТБп), обусловленных технологией бетонирования трубобетонных элементов, на их характер работы, прочность и деформативность с целью разработки рекомендаций по оптимизации технологии изготовления трубобетонных конструкций.

Принятая программа экспериментальных исследований предусматривала испытания на сжатие коротких трубобетонных элементов (с соотношением размеров $l = 4D$), имеющие разнообразные ослабление бетонных сердечников по высоте образца. Во время проведения эксперимента варьируемыми параметрами были состав бетона (на двух уровнях: $f_{cm,cube} = 18,7$ и $41,2$ МПа) и наличие искусственно созданных послаблений (дефектов бетонирования) бетонного ядра.

Для решения поставленной задачи было изготовлено 15 экспериментальных образцов. Десять образцов труб-оболочек заполненные слоями бетоном по различным схемам: по всей высоте бетоном одной прочности (ТБк-1 и ТБк-2); заполнением бетоном различной прочности на половину высоты (ТБк-3 и ТБк-4); заполнением бетоном различной прочности на 1/4 высоты с торцов образца (ТБк-5 и ТБк-6); различной прочности на 1/3 высоты образца (ТБк-7, ТБк-8, ТБк-9, ТБк-10). Также для исследования характеристик трубобетонных элементов с дефектами ядра труб-оболочек заполнение осуществлялось бетоном одной прочности по всей высоте образца с искусственно созданным ослаблением по всей высоте, сечением 30×30 мм, которые размещались у стенки трубы (ТБп-1 и ТБп-2) и в центре образца (ТБп-3 и ТБп-4), а также один образец с образованным ослаблением в виде раковины размером $30 \times 30 \times 60$ мм, который размещен посредине высоты у стены трубы (ТБп-5). Для образования полостей и раковин (искусственных дефектов) использовались бруски пенополистирола [7].

При проведении испытаний опытных образцов фиксировались два характерных состояния: предел текучести N_u и предел прочности (разрушение) образца N_u . Значение усилий N_u , N_u , относительных деформаций и характер разрушения опытных образцов приведены в таблице 1.

Несущая способность экспериментальных образцов серии ТБк колебались не в значительных пределах N_1 от 338 до 386 кН, что составляет 12,4% и N_2 от 432 до 514 кН (15,9%). Максимальные значения несущей способности (N_2) на 19 ... 29% превышали значения нагрузок при начале текучести трубы (N_1). В среднем ΔN (разница между N_1 и N_2) составляла 25% (табл. 1). Несущая способность экспериментальных образцов серии ТБп имеет больший разброс значений: N_1 изменялась от 318 до 414 кН, что составляет 23,2%, N_2 от 330 до 480 кН (31,2%). Так, например, несущая способность образца ТБп-5 на 31% превышает несущую способность образца ТБп-3. Это свидетельствует о влиянии имеющихся дефектов трубобетонного ядра на их несущую способность.

Следует отметить, что незаполненный бетоном стальной элемент имеет значительно меньшие остаточные деформации, чем аналогичный трубобетонный элемент. Это свидетельствует о том, что в отличие от трубобетонного, стальной элемент не работает в пластике, а его разрушение происходит вследствие потери местной устойчивости.

Таблица 1 – Результаты испытаний образцов

Шифр и номер образца	Предельные усилия			Относительные деформации		Характер разрушения образца
	при пределе текучести $N_{0.2}$, кН	при полной потере несущей способности N_u , кН	разница между $N_{0.2}$ и N_u , %	при пределе текучести $\epsilon_{0.2}$, %	при полной потере несущей способности, ϵ_u , %	
Серия ТБк						
ТБк-1	575	850	11,76	1,39	5,45	Образование гофры на конце образца и искривление продольной оси элемента
ТБк-2	330	454	27,31	1,33	5,25	
ТБк-3	345	484	28,72	1,80	4,00	Разрушение происходило в части ослабления прочности бетона и образовывались гофры
ТБк-4	368	484	23,97	1,97	4,25	
ТБк-5	384	514	25,29	2,43	3,50	Образовалась гофра и расширение в месте заполнения бетоном меньшей прочности
ТБк-6	342	432	20,83	2,60	3,75	Образовалась гофра сверху и снизу образца.
ТБк-7	338	484	30,17	2,87	5,75	Вмятина и гофра посредине образца
ТБк-8	358	498	28,11	2,35	5,25	
ТБк-9	386	480	19,58	2,43	5,00	Образовались гофры в верхней и нижней части образца
ТБк-10	362	476	23,95	2,04	4,50	
Серия ТБп						
ТБп-1	332	436	23,85	2,93	5,75	Образовались гофры в верхней части образца и в центре, в бетонном сердечнике наблюдаются трещины
ТБп-2	320	376	14,89	3,08	6,25	
ТБп-3	318	330	3,64	3,06	6,25	Образовались гофры в верхней части образца, но в бетонном сердечнике трещины не наблюдаются
ТБп-4	414	450	8,00	2,63	6,50	
ТБп-5	408	480	15,00	1,97	3,00	Образовалась гофра и вмятина в месте полости

Характер разрушения опытных образцов труботетонных элементов с дефектами ядра. При выполнении эксперимента все образцы имели схожий характер разрушения. Линии Людерса-Чернова появлялись уже при загрузке 0,5 N/Nu, сначала у места приложения усилия, а позже и по всей высоте образца. Образуются характерные для труботетона гофры в приопорных частях образца. Разрушение трубы-оболочки образцов происходило в результате значительных деформаций и расширения бетона. Пластическая работа образцов наблюдалась в диапазоне 0,7-0,95 N/Nu, но место имеют и определенные особенности.

Так, например, при испытании образца ТБк-2 – заполненных бетоном средней кубиковой прочности 41,2 МПа по всей высоте трубы-оболочки, при 0,6 N/Nu появлялись линии Людерса-Чернова, а при загрузке 0,8 N/Nu образовывались гофры в верхней части образца, в сердцевине трещины не наблюдались (рис. 1). В сравнении с результатами испытаний образца ТБк-10, который слоя-

ми заполненный бетоном прочности 18,7 и 41,2 МПа на 1/3 высоты, гофры образовались в местах ослабления прочности бетонного ядра. При разрезании металлической оболочки трещины бетонного ядра не наблюдались практически для всех образцов серии ТБк, кроме ТБк-8 и ТБк-7.

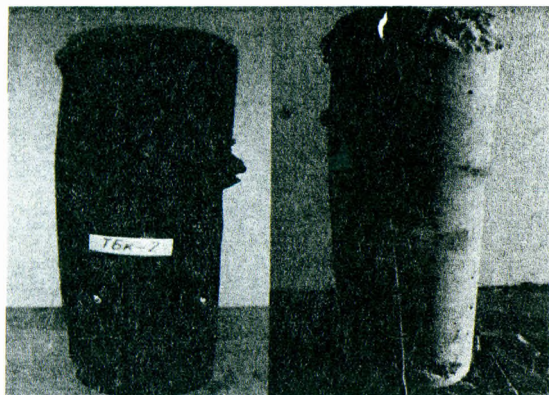


Рисунок 1 – Образец ТБк-2 после испытания

Образцы серии ТБп, заполненные по всей высоте бетоном одной прочности с искусственно образованными ослаблениями. Так, при испытании образца ТБп-1, с дефектом бетонирования у стенки трубы оболочки, при 0,7 N/Ну появлялись линии Людерса-Чернова, а при загрузке 0,8 N/Ну образовались гофры в верхней части образца и в центре. Также в бетонном сердечнике появились трещины, обусловленные искусственно образованными дефектами бетонирования (рис. 2). Способ разрушения образца ТБп-3, который с искусственно образованными ослаблениями в виде призмы с пенопласта в центре образца, отличался от ТБп-1. Линии Людерса-Чернова появлялись при 0,8 N/Ну, а гофры в верхней части образца образовались при загрузке 0,9 N/Ну (рис. 3.).

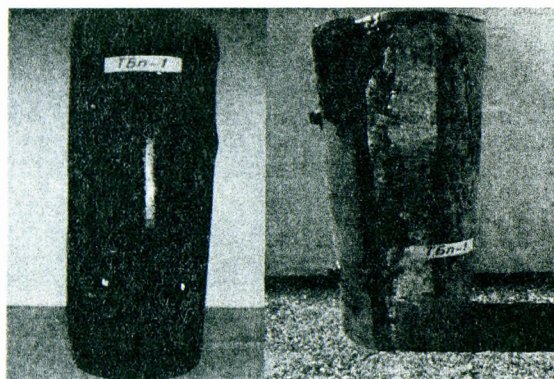


Рисунок 2 – Образец ТБп-1 после испытания

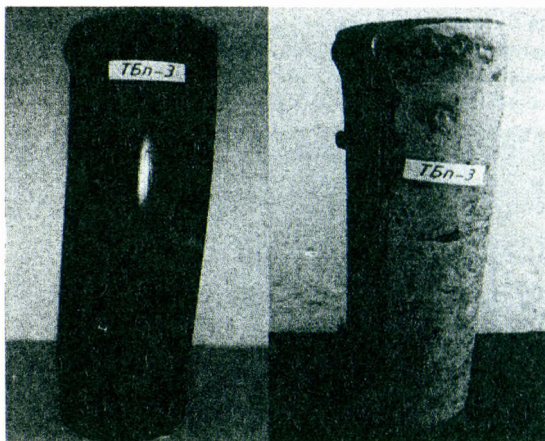


Рисунок 3 – Образец ТБп-3 после испытания

Тип и параметры искусственно созданных повреждений ядра трубобетонных элемента образцов (серия ТБп и ТБк) существенно влияют на их несущую способность: образование полостей по всей длине образца приводит к снижению несущей способности трубобетонных элемента в пределах от 10 до 30% по усилию, соответствующему пределу текучести (N_y), и от 20 до 35%, что соответствует полной потере несущей способности (N_u). Гофры и трещины появляются в местах ослабления бетонного ядра, независимо от вида дефекта (рис. 4). После разрезания металлической оболочки образцов серии ТБп обнаружены дефекты бетонирования, а также она легко отделяется от бетонного ядра, что свидетельствует о незначительном сцепления бетона с оболочкой по сравнению с образцами серии ТБк.

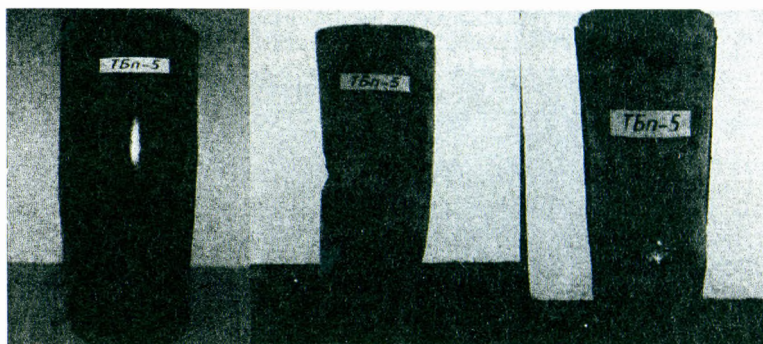


Рисунок 4 – Образец ТБп-5 после испытания на прочность

Так, для элементов с пустотами по всей высоте образца характерно образование продольных трещин. Образцы с переменной прочностью бетона по высоте имели более пластичный характер разрушения вследствие потери устойчивости трубы-оболочки в пластичной стадии работы.

Выводы. Тип искусственно созданных повреждений бетонного ядра исследованных трубобетонных образцов существенно влияет на их несущую способность. Так, образованные пустоты по высоте образца приводят к снижению несущей способности трубобетонных элементов в пределах от 10 до 15% по усилию, которое соответствует пределу текучести (N_y), и от 20 до 30%, (N_u) что соответствует полной потере несущей способности. Изменение прочности бетона по высоте образца приводит к снижению несущей способности трубобетонных элементов до 10%.

Анализируя неоднородность прочности образцов серий ТБк и ТБп, можно сделать вывод, что наименьшую несущую способность имеют образцы, которые имеют дефекты ядра в виде пустот, расположенных по центру и возле стенки грубы-оболочки образца.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Семко, О.В. Керування ризиками при проектуванні та експлуатації сталезалізобетонних конструкцій: монографія / О.В. Семко, О.П. Воскобійник. – Полтава: ПолтНТУ, 2012. – 514 с.
2. Кикин, А.И. Конструкции из стальных труб, заполненных бетоном [текст] / А.И. Кикин, Р.С. Санжаровский, В.А. Труль. – Москва: Стройиздат, 1974. – 145 с.
3. Семко, О.В. Імовірнісні аспекти розрахунку сталезалізобетонних конструкцій [Текст]: монографія / О.В. Семко. – К.: Сталь, 2004. – 316 с.
4. Стороженко, Л.І. Сталезалізобетонні конструкції. Навчальний посібник / Л.І. Стороженко, О.В. Семко, В.Ф. Пенц; Полт. НТУ імені Ю. Кондратюка. – 2005. – 181 с.
5. Стороженко, Л.І. Загальні відомості про трубобетон // Сталезалізобетон: збірник наукових праць / За редакцією д.т.н., проф. Л.І. Стороженка; Полт. НТУ імені Ю. Кондратюка. – 2006. – С. 11-15.
6. Комар, А.Г. Технология бетонных и железобетонных изделий [текст] / А.Г. Комар. – Москва: Стройиздат, 1984. – 267 с.
7. Семко, О.В. Вплив технології бетонування осердя трубобетону на його міцність / О.В. Семко, О.П. Воскобійник, О.М. Лукасян // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. – Рівне, 2013. – Вип. 26. – С. 200-207.

УДК 697.12.14:693.814.1

Семко В.А., Леценко М.В.

ИССЛЕДОВАНИЕ ЗНАЧЕНИЙ ТЕПЛОТЕХНИЧЕСКИХ ПОКАЗАТЕЛЕЙ СТЕНЫ ИЗ ЛСТ-ПРОФИЛЕЙ ПРИ РАЗНЫХ КОНСТРУКТИВНЫХ ПАРАМЕТРАХ

Ограждающие конструкции на основе стальных тонкостенных профилей приобретают все большую популярность в строительной отрасли на территории стран бывшего СССР. Зарубежный опыт позволяет говорить о значительной экономической целесообразности использования таких элементов в качестве несущих и ограждающих конструкций [1, 2]. Одной из важных сфер применения легких стальных тонкостенных конструкций является возведение навесных стен в многоэтажном строительстве и несущих стен малоэтажных зданий. Но наличие в таких стенах теплопроводных включений в виде стальных профилей ставит под вопрос их теплоизоляционные характеристики. Решением данной проблемы может быть исследование показателей теплопроводности ограждающих конструкций в зависимости от их конструктивных параметров.

В Украине тепловые свойства стальных профилей в составе ограждающих конструкций почти не исследованы [3, 4]. Изучением этих вопросов занимались такие ученые, как Ватин Н., Попова Е. [5], Журина Н., Кузьмичев Р. [6], Фаренюк Г. [7], Чернявский В. [8]. Исследованию энергоэффективности легких каркасных зданий посвящены работы Santos P. [9].

Целью настоящей работы является как экспериментальное исследование теплотехнических характеристик стеновой конструкции, так и ее численное исследование методом конечных элементов.

Эксперимент проводился в климатической камере испытательного центра Полтавского национального технического университета имени Юрия Кондратюка, а моделирование выполнялось с помощью программного комплекса, основанного на методе конечных элементов.

Для экспериментальных исследований были изготовлены 13 образцов стеновой ограждающей конструкции – один термически однородный, другие имеют теплопроводные включения в виде легких стальных тонкостенных профилей разного типа, а также включают наличие термопрокладки в местах теплопроводных включений. На рисунках 1 и 2 представлены образцы № 1 (без теплопроводных включений) и № 13 (с тремя перфорированными профилями, наличием термопрокладок и с наименьшим шагом, для данного эксперимента, между профилями – 200 мм). Для более детального описания экспериментальных образцов все их общие характеристики представлены в таблице №1.



Рисунок 1 – Схема исследуемого образца №1

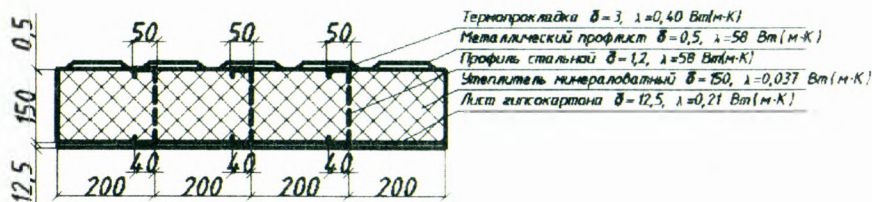


Рисунок 2 – Схема исследуемого образца №13

Таблица 1 – Общие характеристики экспериментальных образцов

№ исследуемого образца	Описание исследуемого образца	Общие характеристики для всех образцов
№1	Без профилей (однородный, без теплопроводных включений).	
№2	С одним сплошным стальным профилем шириной 150 мм, ширина полки 40 мм, $\lambda=58$ Вт/м·К, $\rho=7850$ кг/м ³ (с одним теплопроводным включением).	
№3	С одним сплошным стальным профилем и термопрокладкой шириной 50 мм, толщиной 3 мм, $\lambda=0,047$ Вт/м·К, $\rho=30$ кг/м ³ (с одним теплопроводным включением).	1. Ширина образца – 800 мм. 2. Высота образца – 850 мм. 3. Утеплитель толщиной 150 мм, $\lambda=0,037$ Вт/м·К, $\rho=75$ кг/м ³ . 4. Внутренняя обшивка – гипсокартонный лист толщиной
№4	С одним перфорированным стальным профилем шириной 150 мм, ширина полки 40 мм, $\lambda=58$ Вт/м·К, $\rho=7850$ кг/м ³ (с одним теплопроводным включением).	12,5 мм, $\lambda=0,21$ Вт/м·К, $\rho=800$ кг/м ³ . 5. Внешняя обшивка – металлический профилированный лист толщиной 0,5 мм, $\lambda=58$ Вт/м·К, $\rho=7850$ кг/м ³ .
№5	С одним перфорированным стальным профилем и термопрокладкой (с одним теплопроводным включением).	
№6	С двумя сплошными стальными профилями и с шагом 400 мм между ними (с двумя теплопроводными включениями).	
№7	С двумя сплошными стальными профилями и с шагом 400 мм между ними, и термопрокладками (с двумя теплопроводными включениями).	
№8	С двумя перфорированными стальными профилями и с шагом 400 мм между ними (с двумя теплопроводными включениями).	
№9	С двумя перфорированными стальными профилями и с шагом 400 мм между ними, и термопрокладками (с двумя теплопроводными включениями).	1. Ширина образца – 800 мм. 2. Высота образца – 850 мм. 3. Утеплитель толщиной 150 мм, $\lambda=0,037$ Вт/м·К, $\rho=75$ кг/м ³ .
№10	С тремя сплошными стальными профилями и с шагом 200 мм между ними (с тремя теплопроводными включениями).	4. Внутренняя обшивка – гипсокартонный лист толщиной 12,5 мм, $\lambda=0,21$ Вт/м·К, $\rho=800$ кг/м ³ . 5. Внешняя обшивка – металлический профилированный лист толщиной 0,5 мм, $\lambda=58$ Вт/м·К, $\rho=7850$ кг/м ³ .
№11	С тремя сплошными стальными профилями и с шагом 200 мм между ними, и термопрокладками (с тремя теплопроводными включениями).	
№12	С тремя перфорированными стальными профилями и с шагом 200 мм между ними (с тремя теплопроводными включениями).	
№13	С тремя перфорированными стальными профилями и с шагом 200 мм между ними, и термопрокладками (с тремя теплопроводными включениями).	

Измерения проведены согласно ДСТУ [10]. Измерялась температура воздуха, поверхностей конструкций, температура в различных сечениях и теплопровод-

ных включениях конструкций, а также определялась поверхностная плотность теплового потока через ограждающую конструкцию в стационарных условиях теплопередачи.

Образцы ограждающих конструкций были установлены вертикально в отсек климатической камеры. Размеры конструкции – 800×850 мм, что несколько меньше размера отсека. Монтажные зазоры были уплотнены пенопластовыми плитами толщиной 40 мм и монтажной пеной. Толщина утеплителя ограждающей конструкции принималась 150 мм. С внутренней стороны образцы были обшиты гипсокартонными листами толщиной 12,5 мм, с наружной – металлическим профилированным листом толщиной 0,5 мм. Для обеспечения единства и прочности, утеплитель устанавливался в каркас из металлических профилей, которые соединялись между собой, а к ним с разных сторон крепились гипсокартонный лист и профилированный настил. После чего изменялись конструктивные параметры: тип профиля, его шаг расположения в конструкции, а также наличие или отсутствие термопрокладки между профилем и профилированным настилом.

Испытания проводились путем создания по обе стороны образца температурного режима с параметрами, близкими к расчетным зимним условиям эксплуатации ограждающей конструкции, а именно в климатической камере температура составляла -25 °С, а в помещении колебалась от +16 °С до +19,5 °С. В результате были получены фактические значения поверхностной плотности теплового потока через ограждающую конструкцию и температуры внутренней и наружной поверхностей ограждающей конструкции, характерных термически однородных участков контактными средствами измерительной техники.

После проведенных экспериментальных исследований было промоделированы все образцы и сделан их расчет. Результаты значений двух исследований были сравнены между собой.

При моделировании экспериментальных образцов были сконструированы 13 моделей с параметрами максимально приближенными лабораторным условиям. Все характеристики материалов, которые принимались по приложению Л [3] и данным производителей. На рисунке 3 изображено смоделированное температурное поле для экспериментального образца № 13.

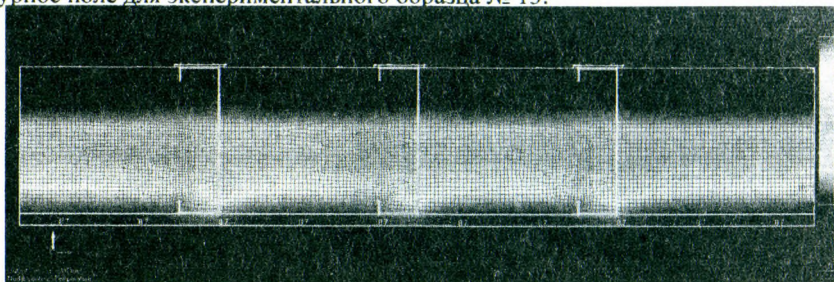


Рисунок 3 – Температурное поле для экспериментального образца № 13

По экспериментальным данным были вычислены значения сопротивления теплопередаче (для термически однородных участков) или приведенного сопротивления теплопередаче (для термически неоднородных участков) по полученным данным согласно расчетным формулам (1) - (3).

$$R_{\Sigma} = (T_{НС\text{ вн}} - T_{НС\text{ вн}}) / q, \quad (1)$$

где R_{Σ} – сопротивление теплопередаче, $\text{м}^2\cdot\text{К}/\text{Вт}$;

$T_{НС\text{ вн}}$; $T_{НС\text{ вн}}$ – значения температуры окружающей среды по обе стороны ограждающей конструкции, К; q – поверхностная плотность теплового потока, $\text{Вт}/\text{м}^2$.

$$R_{np} = \frac{F_{\Sigma}}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{R_{\Sigma_i}} F_i + \sum_{j=1}^m k_j L_j}, \quad (2)$$

где R_{np} – приведенное сопротивление теплопередаче, $\text{м}^2\cdot\text{К}/\text{Вт}$;

F_{Σ} – площадь ограждающей конструкции, м^2 ;

R_{Σ_i} – сопротивление теплопередаче термически однородной конструкции, $\text{м}^2\cdot\text{К}/\text{Вт}$;

F_j – площадь j -й термически однородной зоны, м^2 ;

k_j – линейный коэффициент теплопередачи теплопроводных включений, $\text{Вт}/(\text{м}\cdot\text{К})$;

L_j – длина j -й термически неоднородной зоны, м .

$$k = \frac{q \cdot A}{T_{НС\text{ вн}} - T_{НС\text{ вн}}}, \quad (3)$$

где A – ширина теплопроводного включения (для рассматриваемого варианта ширина полки промежуточного профиля), м.

По результатам эксперимента была построена гистограмма значений линейного коэффициента теплопередачи теплопроводных включений (рис. 4) через ограждающую конструкцию при различных конструктивных параметрах, которые получены экспериментально и при моделировании.

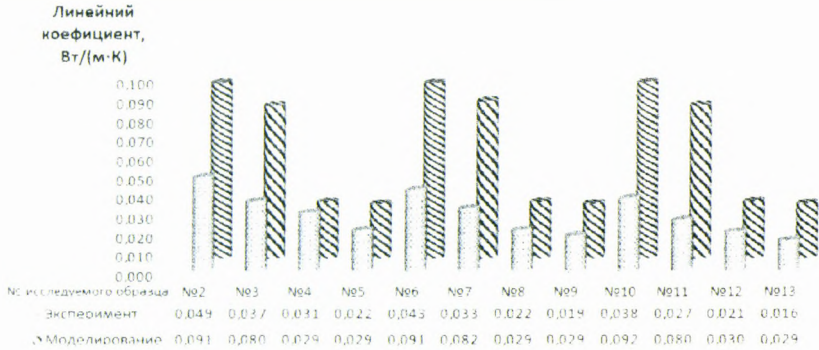


Рисунок 4 – Гистограмма значений линейного коэффициента теплопередачи для образцов с различными теплопроводными включениями

Общее сопротивление теплопередаче для однородной конструкции (образец №1) по экспериментальным значениями – $R_{\Sigma} = 3,905 \text{ м}^2\cdot\text{К}/\text{Вт}$, при моделировании – $R_{\Sigma} = 3,983 \text{ м}^2\cdot\text{К}/\text{Вт}$. Приведенное сопротивление теплопередачи для тер-

мически неоднородных конструкций (образцы №2-№13) при эксперименте и моделировании изображено на рисунке 5.

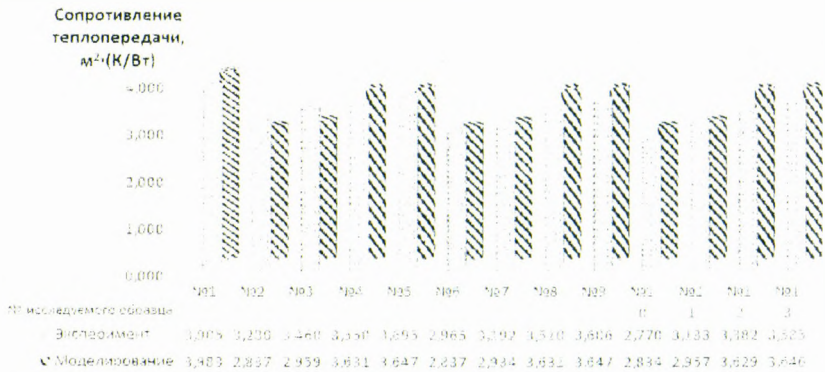


Рисунок 5 – Гистограмма значений сопротивления теплопередаче исследуемых образцов

Использование термопрофилей вместо сплошных профилей, позволяет уменьшить линейный коэффициент теплопередачи на 35-45%. Изоляция стальных профилей с помощью термопрокладки, которая закрывает полку сплошного профиля позволяет снизить линейный коэффициент теплопередачи на 20-25%. Сочетание в ограждающей конструкции термопрофилей и термопрокладок позволяет снизить линейный коэффициент теплопередачи на 55%. Снижение линейного коэффициента теплопередачи влияет на повышение приведенного сопротивления теплопередаче конструкции, о чем свидетельствуют результаты экспериментальных исследований (см. рис. 4).

В ходе проведенных исследований установлено, что наличие несущего профиля в ограждающей конструкции значительно уменьшает величину приведенного сопротивления теплопередаче (до 20%). Использование термопрофиля позволяет повысить значение сопротивление теплопередачи примерно на 10%.

Полученные результаты свидетельствуют, что изменением конструктивных параметров можно существенно влиять на сопротивление теплопроводности ограждения, поэтому дальнейшие исследования в данной сфере являются актуальными.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members: AISI-S100. – Washington : American Iron and Steel Institute, 2001. – 149 p.
2. EN 1993-1-3:2006. Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-3: General rules. Supplementary rules for cold-formed members and sheeting. – Brussels : CEN, 2006. – 134 p.
3. Теплова ізоляція будівель: ДБН В.2.6-31:2006. – К. : Мінбуд. України, 2006. – 70 с.
4. Конструкції будинків і споруд. Наставнова з проєктування конструкцій будинків із застосуванням сталевих тонкостінних профілів: ДСТУ-П Б В.2.6-87:2009.
5. Ватин, Н.И. Термопрофиль в легких стальных строительных конструкциях / Н.И. Ватин, Е.Н. Полова. – СПб.: СПбГПУ, 2006. – 63 с.
6. Журина, Н. Энергоэффективные легкие ограждающие конструкции / Н. Журина, Р. Кузьмичев // Архитектура и строительство. – 2008. – №2. – С. 93-97.
7. Фаренюк, Г.Г. Основи забезпечення енергоефективності будинків та теплової надійності огорожувальних конструкцій / Г.Г. Фаренюк. – К.: Гама-Принт. – 2009. – 216 с.: Бібліог.: с. 194-203.

8. Чернявський, В.В. Вплив перфорації легких сталевих тонкостінних профілів на теплофізичні характеристики огорожувальних конструкцій [Текст] / В.В. Чернявський, В.О. Семко, О.І. Юрін, Д.А. Прохоренко // Збірник наукових праць (галузеве машино-будування, будівництво). – Випуск І(29). – Полтава: ПолтНТУ. – 2011. – С.194-199.

9. Santos, P. Energy Efficiency of Light-weight Steel-framed Buildings / P. Santos, L. Simões da Silva, V. Ungureanu. - Sustainability & Eco-Efficiency of Steel Construction, №129, 2012. – 175 p.

10. Методи визначення опору теплопередачі огорожувальних конструкцій: ДСТУ Б В.2.6-101:2010. – К. : Мінбуд. України, 2010. – 84 с.

УДК 691.32.008.6

Снежков Д.Ю., Леонович С.Н., Энезия П.

ОЦЕНКА КЛАССА ПО ПРОЧНОСТИ МОНОЛИТНОГО БЕТОНА В КОНСТРУКЦИЯХ: НОРМИРОВАНИЕ, МЕТОДЫ, КРИТЕРИИ

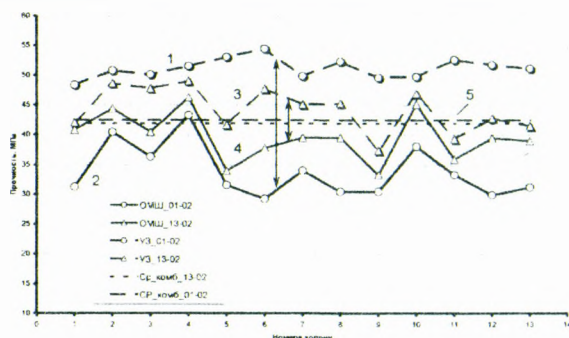
Сильной стороной неразрушающих методов испытаний бетона является возможность их многократного применения на ограниченных участках поверхности испытываемой конструкции. Это позволяет получить достаточную репрезентативность выборки для корректного применения статистических методов обработки результатов испытаний и, соответственно, - статистически обоснованную оценку класса бетона по прочности. Тем не менее, ошибки в оценках и необоснованные заключения о прочностных показателях бетона в конструкциях не являются большой редкостью в протоколах испытаний даже аккредитованных лабораторий. Одна из причин этого кроется во взаимной несогласованности действующих в Республике Беларусь нормативов, регламентирующих методы испытаний бетона в построечных условиях и критерии соответствия его проектным показателям. Это позволяет разным сторонам, вовлеченным в процесс контроля качества бетонных работ, трактовать результаты испытаний в свою пользу, не приходя к единому мнению.

Перечень основных нормативов, касающихся определения в построечных условиях прочности бетона в конструкциях и, соответственно, его класса по прочности, в настоящее время включает в себя 3 обособленные группы: национальные стандарты СНБ 5.03.01-02 [1], СТБ 2264-2012 [4], СТБ 1544-2005, а также российские ГОСТ 17624-87 [5] и действовавший до недавнего времени ГОСТ 22690-88 и практически идентичный европейскому DIN 13791-2009 [9] отечественный СТБ EN 13791-2012 [2]. Не затрагивая механизма формирования сложившейся картины с нормированием в рассматриваемой области строительства, отметим, что слабым местом «люксового» объекта являются стыки между составными частями. Ниже сделана попытка анализа взаимодействия нормативов, особенностей методик испытаний и критериев соответствия.

Методы контроля

Практика неразрушающих испытаний бетона показывает, что даже строгое следование указанным в нормативах методикам построения градуировочных зависимостей совершенно не гарантирует адекватности результата неразрушающего определения прочности бетона в конструкциях, по данным прессовых испытаний изъятых из массива образцов [7, 8]. Кроме того, общеизвестным фактом является заметное несоответствие результатов определения прочности бетона разными неразрушающими методами. На рис.1 приведены данные определения прочности бетона монолитных колонн в разных условиях испытаний

методом упругого отскока и ультразвуковым методом. Разница оценок прочности ультразвуковым методом и методом упругого отскока для замороженного бетона лежит в пределах 30..45%. Колонны находились на момент испытаний в замороженном состоянии более 5 суток. Температура бетона на момент испытаний составляла -8°C . До замораживания твердение бетона обеспечивалось применением электропрогрева в течение полутора суток сразу после укладки бетонной смеси, с последующим выдерживанием в течение 2 суток при положительной температуре без снятия опалубки. Для оттаявшего и находившегося 3 суток при температуре $+5^{\circ}\text{C}$ бетона разница оценок прочности указанными методами снижается, но остается значительной - 12..25%. К большим отклонениям – 7..20% (см.рис.1) приводит смена условий применения и для каждого метода испытаний в отдельности. Строго говоря, приведенные на рис.1 данные испытаний нельзя считать корректными, поскольку они получены в условиях близких к граничным, установленным действующими нормативами [4, 5], хотя с формальных позиций требования по условиям применения выполняются. Напомним, что п.4.4 СТБ 2264-2012 [4] предписывает проведение механических испытаний бетона при положительной температуре, но допускает определение прочности и при температуре не ниже -10°C , при условии, что до момента испытаний соблюдались условия электропрогрева и требования по проведению зимнего бетонирования.



- 1 - оценки прочности замороженного бетона ультразвуковым методом;
- 2 - оценки прочности замороженного бетона методом упругого отскока;
- 3 - оценки прочности бетона после оттаивания ультразвуковым методом;
- 4 - оценки прочности бетона после оттаивания методом упругого отскока;
- 5 - средняя прочность бетона всей группы колонн комбинированным методом

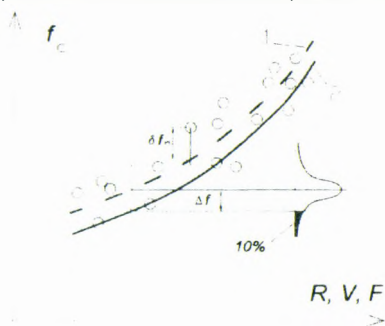
Рисунок 1 – Прочность бетона монолитных колонн по данным неразрушающих методов испытаний: проектный класс бетона по прочности С35/45

ГОСТ 17624-87 [5] (п.1.6) предписывает проводить ультразвуковые испытания при положительной температуре бетона, но допускает проводить испытания и при отрицательной температуре не ниже -10°C , при условии, что в процессе хранения конструкций относительная влажность воздуха не превышала 70%.

В связи с изложенным, вполне правомерным выглядит требование п.8.2.4 СТБ EN 13791-2012 [2] – «при прямой оценке прочности на сжатие бетона в конструкции данную (градуировочную) зависимость допускается применять только для бетона и условий, для которых данная зависимость составлена». А под условиями следует понимать не только температуру или рецептуру бетона, но и фак-

торы, являющиеся в большинстве случаев причиной брака, и которые, разумеется, никто не регистрирует: несанкционированная добавка воды, длительное состояние бетонной смеси в состоянии побуждения в «миксере», недостаточное уплотнение при укладке, высушивание поверхности бетона, раннее распалубливание, например, с целью высвобождения форм опалубки, и др. Поэтому в реальных условиях использования косвенных методов испытаний бетона указанное требование СТБ EN 13791-2012 выполнить невозможно. Но, с другой стороны, если бы его можно было выполнить, то отпадает необходимость в самих косвенных испытаниях бетона, поскольку необходимая информация о качестве бетона в данных конкретных условиях будет получена на стадии градуировочных испытаний. С таких позиций п.8.2.4. СТБ EN 13791-2012 можно рассматривать лишь как пожелание и предостережение, но не в качестве руководства к действию.

При соблюдении технологических режимов бетонных работ острой потребности в контроле прочности бетона в конструкциях, как правило, не возникает. А в «нештатных» случаях приходится пользоваться неадекватными ситуациями градуировочными зависимостями, поскольку смоделировать сложившуюся «нештатную» ситуацию с бетоном в лабораторных условиях градуировочных испытаний не представляется возможным. Практическая невозможность заблаговременно построить «правильную» градуировочную зависимость для того или иного косвенного метода испытаний привела к разработке методик коррекции «неправильных» градуировочных зависимостей. Общим во всех методиках является использование так называемых экспертных методов, в роли которых выступает либо метод прессовых испытания отобранных из бетонного массива кернов, либо метод отрыва со скалыванием. Радикальное отличие методик коррекции градуировочных зависимостей по евростандарту СТБ EN 13791-2012 и группы - СТБ 2264-2012, ГОСТ 17624 состоит в иной процедуре обработки данных корректирующих испытаний. В результате чего, оценка прочности бетона по градуировочной зависимости евростандарта [2] будет на величину $\Delta f = k_1 \cdot s$ ниже (см. рис.2), чем по градуировкам нормативов [4, 5]; s – стандартное отклонение значений прочности по данным экспертных методов.



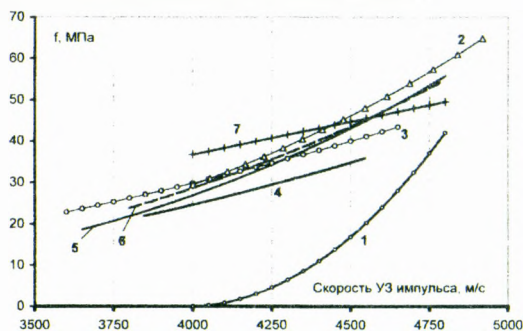
1 — базовая кривая; 2 — градуировочная зависимость; $\delta f_{i..n}$ — разница между отдельным результатом испытания прочности бурового керна и значением прочности по базовой зависимости; Δf — смещение базовой кривой

Рисунок 2 — Построение градуировочной зависимости по данным совместных прессовых испытаний и испытаний отобранных кернов неразрушающим методом по СТБ EN 13791–2012

Приведенные в [2, таб. 2] значения коэффициента k_1 соответствуют 10% квантилю массива данных градуировочных испытаний. Это, с одной стороны,

якобы повышает надежность контроля, уменьшая вероятность завышения прочности, но, с другой - способствует утрате доверия к неразрушающим испытаниям, поскольку их оценка в большинстве случаев будет ниже нормативного значения, даже для качественного бетона с заданными прочностными показателями. В этом аспекте, построение градуировочных зависимостей по методикам СТБ 2264 [4] и ГОСТ 17624 [5] делает оценки прочности неразрушающими методами и прямыми испытаниями образцов сопоставимыми, но, разумеется, степень их неопределенности будет разной.

В DIN EN 13791-2009 и соответственно, СТБ EN 13791-2012 введен термин «базовая градуировочная зависимость». В качестве таковой берется зависимость для соответствующего неразрушающего метода, построенная при достаточно высокой статистической обеспеченности процедуры ее построения. В [8] приведены варианты базовых градуировочных зависимостей, которые можно сопоставить с зависимостями, построенными по рекомендациям ГОСТ 17624-87 и ГОСТ 22690-88, а также с зависимостями, полученными авторами по результатам натуральных испытаний объектов строительства. На рисунке 2 приведен ряд градуировочных зависимостей для ультразвукового импульсного метода. Зависимости 2 и 3 получены авторами по данным испытаний конструкций и образцов из бетона на объекте монолитного строительства «Минск-арена», составы приведены в таблице 1. Кривая 2 соответствует составу № 2 (С35/45), кривая 3 – составу № 1 (С25/30). Кривая 4 получена для бетона состава № 2, но в возрасте 2 сут. Кривая 5 – рекомендуемая ГОСТ 17624-87 зависимость вида $f_c = A \cdot V^B$ при оценке прочности бетона в конструкциях. Кривая 6 может рассматриваться в качестве базовых для семейства бетонов по таблице 1. Кривая 7 соответствует градуировочной зависимости прибора УК1401. Заметно сильное отличие базовой кривой 1 по СТБ EN 13791-2012 от всех остальных. Кроме того, для указанной зависимости оговаривается диапазон косвенного параметра – скорости ультразвукового импульса – 4000 м·с⁻¹ .. 4800 м·с⁻¹, что, на наш взгляд, выглядит несколько странным, так как диапазон значений скорости ультразвукового импульса от 3500 м·с⁻¹ до 4000 м·с⁻¹ выпадает из рассмотрения.



1 – базовая кривая по СТБ EN 13791-2012;
 2 – состав №2 (см.таб.1): проектный класс – С35/45, возраст – 28 сут;
 3 – состав №1 (см.таб.1): проектный класс – С25/30, возраст – 28 сут;
 4 – состав №2(см.таб.1): проектный класс – С35/45, возраст – 2 сут; 5 – $A \cdot V^B$;
 6 – $M \cdot V^{0,53}$, состав №3(см.таб.1): проектный класс – С30/37, возраст – 28 сут;
 7 – базовая кривая УК1401

Рисунок 3 – Градуировочные зависимости ультразвукового импульсного метода

А именно этот диапазон скоростей составляет область наиболее эффективной работы метода. А вот значения скорости ультразвука выше 4600 м·с⁻¹, напротив, область пониженной достоверности оценок данного метода. Заметим, что в документе [2] не предписывается использование только указанной зависимости, также не оговариваются и ограничения на использование иных кривых.

Таблица 1 – Составы бетона и градуировочные зависимости

№ состава обознач. состава	Расход песка		Расход песчбня		Расход цемента, кг	Градуировочная зависимость ультразвукового метода
	кг	м ³	кг	м ³	ПЦ-500	в проекти. возрасте (28 сут.)
№1 * C25/30 F100 W6	750	0,5	1100	0,79	445	$f_c = 3 \cdot 10^{-4} V^{2,498}$; МПа (3)
№2 ** C35/45 F100	710	0,47	1000	0,71	600	$f_c = 0,47 \cdot 10^{-12} V^{3,81}$; МПа (4)
№3 ** C30/37	730	0,49	1050	0,75	540	$f_c = 4,3 \cdot 10^{-12} V^{3,56}$; МПа (5)

* Дозирование воды на осадку конуса 13..15 см (марка по удобоукладываемости П3)

** Дозирование воды на осадку конуса 16..18 см (марка по удобоукладываемости П4)

Комбинирование методов испытаний

Повысить надежность оценки прочности бетона возможно на основе комбинирования методов, объединяя несколько - обычно два физически разных метода. Существуют разные подходы к объединению методов, но эффект проявится только в случае, если объединяемые методы обладают свойством *комплементарности* [7] по отношению к влияющим на их косвенные параметры иным свойствам бетона, независимым от его прочности.

В СТБ EN 13791-2012 [2] разработчиками предусмотрена лишь ссылка на так называемые национальные предписания и специальную литературу по вопросу комбинирования методов испытаний, конкретной же методики комбинирования неразрушающих методов в этом документе нет.

Предлагаемый в [7] алгоритм объединения представляет собой усреднение оценок прочности бетона методом упругого отскока $f_{c,l}$ и ультразвукового импульсного метода $f_{c,us}$, взаимно комплементарные по отношению к модулю упругости бетона. Объединенную оценку прочности $f_{c,cube\ compl}$ можно рассчитать из выражения

$$f_{c,cube\ compl} = \frac{f_{c,us} + \omega \cdot f_{c,l}}{1 + \omega}, \quad (1)$$

где ω – весовой коэффициент.

Об эффективности комбинированного метода свидетельствуют приведенные выше (см. рис.1) результаты испытаний монолитных конструкций, находившихся в замороженном состоянии и испытанных до и после оттаивания. Характерным для замороженного бетона явилась смена знаков поправок для неразрушающих методов испытаний практически по всем испытанным колоннам: ультразвуковой метод стал давать завышенные оценки, а метод упругого отскока – заниженные. Кроме смены знака отклонений оценок прочности, значительно увеличились и сами отклонения, если для конструкций твердевших и испытанных в нормальных условиях отклонения оценок прочности (в среднем) находились в пределах 3,5..4,5 МПа, то для замороженного бетона этот показа-

тель возрос до 8..13 МПа. Характерным явилось и отрицательное значение коэффициента взаимной корреляции оценок прочности молотком Шмидта и ультразвуковым методом: $r_{LIS} = -0,24$.

Следует обратить внимание на то, что средние значения прочности по данным комбинированного метода для всей группы колонн (показаны горизонтальными линиями на рис. 1) практически совпадают: для замороженного бетона $f_{cm} = 42,1$ МПа, для оттаявшего - $f_{cm} = 45,5$ МПа.

Методика комбинирования включена в гармонизированный с нормами Евросоюза стандарт предприятия СТБ Белгорхимпром 02.0-2013 «Контроль прочности бетона в строящихся и эксплуатируемых зданиях и сооружениях ультразвуковым методом».

Критерии соответствия

Имеет место несоответствие названий и обозначений некоторых ключевых величин в национальных стандартах и действующем с 2010 года СТБ EN 13791-2012 [3]. Дело не в формальной стороне вопроса. Опыт преподавания показывает, что порядка 50% студентов 5 курса специальности ПГС испытывают затруднения в наименовании и в трактовке величин, входящих в обозначение класса бетона по прочности в национальных стандартах, в частности - СНБ 5.03.01-02 [1], СТБ 2264-2012 [2] и СТБ 1544-2005. Речь идет о нормативном сопротивлении бетона осевому сжатию f_{ck} и гарантированной прочности $f_{c, cube}$, величинах качественно тождественных, поскольку они характеризуют одно и то же свойство бетона, но имеющих столь различающиеся названия и обозначения. В этом отношении терминология и обозначения, принятые в СТБ EN 206-1-2011 и СТБ EN 13791-2012 [3], по нашему мнению, более последовательны, проще, понятнее и не менее информативны. Критериальным параметром является характеристическая прочность бетона f_{ck} . А способ ее оценки - по данным испытаний образцов-призм, цилиндров или кубов - указывается соответствующим индексом: $f_{ck,pr}$, $f_{ck,cyl}$, $f_{ck,cube}$. Вероятно в дальнейшем, по мере совершенствования нормативной базы РБ, какой-то из рассмотренных систем придется отдать предпочтение.

Расчет характеристической прочности бетона конструкций $f_{ck,ис}$ может выполняться как на основе статистических методов – так называемый метод А [2], так и нестатистических методов – метод В [2]. СТБ EN 13791-2012 допускает использования метода В только при определении прочности бетона прессовыми испытаниями образцов-кернов. Для всех остальных методов испытаний, включая и метод отрыва со скалыванием, используется метод А. СТБ 2264-2012 [4] допускает использования метода В и метода А для любых видов испытаний бетона. Расчетные выражения обоих методов для СТБ 2264-2012 и СТБ EN 13791-2012 совпадают. При этом имеет место очевидный соблазн использования метода В, поскольку он не требует получения репрезентативной выборки данных и соответственно большого объема работ. Но следует помнить, что использование нестатистических методов расчета характеристической прочности приводит, как правило, к ее занижению. Об этом указано в примечании п.7.3.3 [2], где не рекомендуется использовать метод В в спорных случаях.

Заметим присутствующую в формулах (3) и (4) [4] расчета характеристической прочности по методу А очевидную ошибку: стандартное отклонение σ следует рассчитывать для того же параметра, для которого определяется доверительный интервал, то есть – для призмной прочности, а не для кубовой, как указано в формуле (4) [4].

Существенным отличием СТБ EN 13791-2012 от других действующих в республике нормативов является иной критерий соответствия бетона конструкций классу по прочности, - евростандарт допускает снижение характеристической прочности бетона конструкций и сборных элементов на 15 % относительно класса по СТБ EN 206-1-2011 [3] используемого бетона. В частности, для бетона проектного класса по прочности C25/30 минимальное значение характеристической кубовой прочности составляет 26 МПа, а для бетона класса C35/45 – 38 МПа. СНБ 5.03.01 (п.13.2.1) [1], СТБ 2264-2012 не допускают снижения прочностных показателей бетона в конструкции, несмотря на то, что различия условий формирования структуры бетона малоразмерного испытательного образца и массивной армированной конструкции, очевидны. Такой подход к оценке способствует возникновению конфликтности отношений между проектировщиком, производителем бетонных работ и заказчиком, поскольку по результатам испытаний, если до них доходит дело, производитель работ уже заранее оказывается в проигрышном положении.

Накопленная авторами статистика испытаний конструкций в построчных условиях [8] подтверждает обоснованность установленных СТБ EN 13791-2012 значений характеристической прочности бетона, которые обеспечивают устойчивое подтверждение проектного класса бетона для 95 % монолитных конструкций для объектов с высокой технологической дисциплиной. По установленной же СНБ 5.03.01 и СТБ 2264-2012 гарантированной прочности браковке подлежали бы 22 % конструкций из бетона проектного класса C30/37 и 13 % - из бетона C25/30 и 27 % - из бетона C35/45. Рост процента несоответствия проектному показателю по прочности закономерно наблюдался с повышением класса используемых бетонов - от C25/30 и до C35/45 включая.

Заключение

Бетон следует рассматривать как материал с колеблющимися характеристиками по случайному принципу, результаты испытаний которого подчиняются нормальному распределению. Разница между прочностью на сжатие бетона в конструкции и прочностью стандартных испытательных образцов неизбежна, что нашло отражение в СТБ EN 13791-2012, допускающем снижение прочности бетона в конструкциях: критериальный порог – гарантированная (характеристическая) прочность – снижен на 15 %. Статистика испытаний бетона монолитных конструкций ряда объектов строительства в Республике Беларусь подтверждает правомерность выбранного критерия и позволяет рекомендовать его к использованию. По этому положению евростандарт не согласуется с СНБ 5.03.01-02 и СТБ 2264-2012.

СТБ EN 13791-2012 допускает применение комбинированных методов неразрушающих испытаний бетона. Рассматриваемое комбинирование стандартных методов – ультразвукового импульсного и упругого отскока позволяет расширить область достоверных оценок прочности бетона неразрушающими испытаниями.

Методика построения и коррекции градуировочных зависимостей неразрушающих методов определения прочности бетона в конструкциях по СТБ EN 13791-2012 содержит спорные моменты. Обратной стороной указанной методики может явиться существенное занижение оценки нормативного показателя прочности бетона в конструкции, что неизбежно повлечет за собой отказ от использования неразрушающих методов в практике строительства.

СТБ EN 13791-2012 является ключевым нормативом для оценки качества бетонных работ. В то же время все обозначенные в нем ссылки связывают его исключительно с евростандартами, в частности:

- EN 12504-2-2001 - Испытание бетона в строительных конструкциях. Часть 2. Неразрушающее испытание. Определение индекса отскока;

- EN 12504-3-2005 Испытание бетона в строительных конструкциях. Часть 3. Определение усилия отрыва;

- EN 12504-4-2004 Испытание бетона в строительных конструкциях. Часть 4. Определение скорости распространения ультразвука.

Данное обстоятельство предполагает либо заимствование всей системы нормирования испытаний бетона, либо разработки национального эквивалента такой системы. Полвинчатое решение, имеющее место в настоящее время, не может считаться удовлетворительным.

Список цитированных источников

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

2. Оценка прочности на сжатие бетона в конструкциях и сборных элементах конструкций: СТБ EN 13791-2012, Госстандарт. – Минск, 2012. – 18 с.

3. Бетон. Часть I. Требования, показатели, изготовление и соответствие: СТБ EN 206-1-2011.

4. Испытание бетона. Неразрушающий контроль прочности: СТБ 2264-2012, Госстандарт. – Минск, 2013. – 20 с.

5. Бетоны. Ультразвуковой метод определения прочности: ГОСТ 17624-87. – Введ. 01.01.88. – М., 1988. – 12 с.

6. Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля: ГОСТ 22690-88. – Введ. 01.01.91. – М., 1991. – 22 с.

7. Снежков, Д.Ю. Неразрушающий контроль бетона монолитных конструкций / Д.Ю. Снежков, С.Н. Леонович // Строительная наука и техника. – Мн., 2009. – №4(25). – С. 76-84.

8. Снежков, Д.Ю. Анализ методик неразрушающих испытаний бетона конструкций по действующим государственным стандартам и нормам Евросоюза / Д.Ю. Снежков, С.Н. Леонович, А.В. Вознищик // Наука и техника – 2013. – №2 – Минск: БНТУ. – С 33-39.

9. Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken oder in Bauwerksteilen: DIN EN 13791-2009.

УДК 69.003.12

Срывкина Л.Г.

ПРОБЛЕМЫ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ОБЪЕКТОВ-АНАЛОГОВ В СМЕТНЫХ РАСЧЕТАХ

Целью настоящей работы является анализ действующих и планируемых к реализации в Республике Беларусь подходов к определению стоимости строительства на основании данных объектов-аналогов и сопоставление их с мировой практикой.

Сегодня перед строительным комплексом Республики Беларусь стоит задача перехода к работе по экономически обоснованным неизменным договорным (контрактным) ценам [1]. Основу расчета договорной цены составляет сметная стоимость строительства, сформированная в ходе разработки проектной документации. Использование показателей объектов-аналогов является одним из методов определения сметной стоимости. Такой способ позволяет существенно сократить затраты времени на сметные расчеты, учесть реально зафиксированные и экономически обоснованные стоимостные показатели, но требует

системного подхода к формированию банка данных объектов-аналогов и специальной методики определения стоимости строительства.

Объект-аналог – объект, сопоставимый с проектируемым объектом по функциональному назначению, технико-экономическим показателям и конструктивной характеристике.

Показатели аналога должны максимально соответствовать показателям проектируемого объекта, то есть должны соблюдаться условия сопоставимости. Так, проектируемый объект, его часть и выбранный аналог должны быть сопоставимы или приведены в сопоставимый вид по следующим основным показателям [2, 3]:

- по функциональному назначению (если оно оказывает влияние на объемно-планировочные показатели и конструктивную характеристику объекта);
- по уровню используемых при проектировании норм, правил и технических условий, по техническому уровню изготовления и возведения конструкций;
- по объемно-планировочным показателям и конструктивной характеристике;
- по условиям осуществления строительства.

Аналог может определяться определяется как по объекту в целом, так и по его части, а также видам работ, типам конструктивных элементов, оборудования, мебели, видам инвентаря.

В отечественной практике принято из рассматриваемых вариантов аналогов выбирать тот, отклонение показателей которого от характеристик проектируемого объекта находится в пределах $\Delta = \pm 20\%$ [2].

Действующий в настоящее время порядок определения сметной стоимости строительства на основе объектов-аналогов определяется «Методическими рекомендациями о порядке расчета сметной стоимости строительства объектов на основе объектов-аналогов и укрупненных нормативов строительства», утвержденными 15 марта 2012 г. приказом Минстройархитектуры № 8 [2] (далее – Методическими рекомендациями). В соответствии с данным нормативным источником в общем виде сметная стоимость строительства проектируемого объекта, его части, вида работ или конструктивного элемента определяется по формуле:

$$C_n = Y_n * P_n * P_k + P_c + C_p, \quad (1)$$

где C_n – сметная стоимость строительства по проектируемому объекту; Y_n – удельный показатель сметной стоимости строительства на единицу натурального показателя объекта-аналога; P_n – расчетный натуральный показатель проектируемого объекта; P_k – поправки к показателям аналога в виде коэффициента. При наличии нескольких поправок они перемножаются; P_c – поправки к показателям аналога в стоимостном выражении; C_p – стоимость отличий, которые нельзя учесть поправками.

Анализ описанной методики и содержания Методических рекомендаций [2] позволяет сделать следующие выводы:

1) формула (1) посредством введения поправок позволяет до некоторой степени учесть нелинейный характер зависимости между сметной стоимостью и величиной натурального показателя проектируемого объекта, но *результат расчета не является точным*, так как поправки в Методических рекомендациях носят формализованный характер, они недостаточно проработаны для конкретных типов объектов;

2) методика не позволяет учесть наличие в составе сметной стоимости *постоянных затрат*, которые имеют место для всех объектов данного типа и не зависят от *натурального показателя объекта проектирования*, что ведет к завышению сметной стоимости строительства;

3) использование методики затруднено *отсутствием в республике систематизированного банка данных объектов-аналогов и унифицированного подхода к классификации затрат в строительстве*.

В настоящее время разработана Концепция модернизации национальной системы ценообразования в строительстве (далее – Концепция). Целью ее является повышение эффективности инвестиционной политики, развитие конкурентной среды и рост качества строительной продукции. Предполагается, что решению данной задачи должно способствовать использование при ценообразовании на этапе обоснования инвестирования в строительство и при разработке проектной документации на стадии «Архитектурный проект» укрупненных показателей стоимости ресурсов и стоимостных показателей объектов-аналогов.

Для реализации положений Концепции согласно [4] в настоящее время разработаны:

- проект технического нормативного правового акта – ТКП «Площади и объемы зданий и сооружений. Правила определения расчетных показателей для классификации и определения затрат в строительстве» [5];

- методология формирования республиканского банка данных объектов-аналогов, содержащего их технические и стоимостные характеристики в разрезе структуры затрат, а также по видам работ и конструкций;

- методология разработки проектно-технологических модулей (ПТМ) с учетом технологической последовательности выполнения в ходе строительства объектов различного функционального назначения, с формированием укрупненных показателей расхода ресурсов и их стоимости.

Технический кодекс определяет:

- новые правила подсчета объемов работ, площадей и объемов зданий и сооружений, позволяющие исключить из действующих технических нормативных правовых актов противоречивые определения;

- классификацию затрат, направленную на формирование унифицированного подхода и систематизацию расчетных этапов и соответствующих им уровней затрат с различной степенью обобщения при выполнении сравнительного анализа стоимостных показателей принятых проектных решений и использовании показателей банка данных объектов-аналогов;

- расчетные единицы групп затрат, определяемых в ходе обоснования инвестирования и на стадии разработки архитектурного проекта.

Классификация затрат предназначена для формирования нормативной базы планирования и оценки затрат при реализации инвестиционных проектов в строительстве. На разных этапах инвестиционного цикла расчет стоимости строительства согласно техническому кодексу должен производиться в разрезе групп затрат различных уровней. Расчет начинается общими затратами первого уровня на этапе обоснования инвестирования и заканчивается на стадии «Строительный проект» затратами третьего уровня, представляющими собой проектно-технологические модули, ориентированными на технологическую последовательность выполнения строительного-монтажных работ и практику заключения договоров подряда.

Стоимостные показатели объектов, включенных в республиканский банк данных объектов-аналогов, также должны быть структурированы в соответствии с данной классификацией, что является необходимым условием его эффективного применения.

Структуризация затрат, как отмечено в [4], даст возможность достаточно быстро их оценки, сопоставления фактических затрат с утвержденной сметной стоимостью, замены отдельных групп затрат в соответствии с условиями конкретного экономического расчета, а также оперативной корректировки затрат при изменении вариантов проектных решений.

Таким образом, предусмотренные в Концепции мероприятия по модернизации национальной системы ценообразования в строительной отрасли направлены на унификацию подходов к классификации и оценке затрат и формированию республиканского банка данных объектов-аналогов. При этом пока *не уделяется достаточного внимания совершенствованию методики определения стоимости строительства на основе данных объектов-аналогов.*

Рассмотрим особенности определения стоимости строительства при управлении проектами в США и Канаде. Там укрупненные показатели принимаются по данным ранее заключенных контрактов или на основании данных ежегодных фирменных справочников. Они обычно используются на этапе выполнения так называемой «оценки по порядку величины» - *screening estimate, order of magnitude estimate* [6]. Допустимый диапазон отклонений данной оценки от договорной цены составляет от -30 до +50 % [7, с. 73; 8, с. 293]. Такая грубая оценка применяется на этапе технико-экономического обоснования проекта, включающего анализ прибыльности, реализуемости, привлекательности будущего проекта и его результатов (*project feasibility study*). С учетом ее принимается решение о начале реализации проекта или отказе от него. Стоимость подготовки оценки составляет от 0,04 % до 0,15 % общей стоимости проекта [8, с. 293].

Предварительная оценка часто основывается на единственном параметре, характеризующем мощность или некоторый физический измеритель объекта – общую площадь помещений, протяженность трассы, объем складских помещений и др. Большое внимание уделяется тому, что стоимость не всегда меняется прямо пропорционально мощности (общей площади, строительному объему). Обычно существует положительный или отрицательный эффект масштаба. Положительный эффект масштаба (экономия) – *scale economies* – имеет место, если средние удельные затраты на строительство снижаются по мере увеличения мощности объекта. В противном случае наблюдается отрицательный эффект от масштаба - *scale diseconomies* – рост средних удельных затрат на строительство по мере увеличения мощности. Для того чтобы определить конкретные параметры экономии от масштаба и использовать преимущества от снижения затрат на строительство в расчете на единицу мощности, используются эмпирические данные.

Для расчета предварительной стоимости строительства различных типов объектов на основе обработки эмпирических данных выводятся зависимости линейного и нелинейного вида.

Зависимость линейного вида между мощностью объекта и стоимостью строительства может быть выражена в виде:

$$y = a + bx, \quad (2)$$

где x – переменная, характеризующая мощность объекта, нат. ед. изм., y – сметная стоимость строительства, ден. ед., a и b – положительные постоянные,

получаемые путем обработки статистических данных, причем a – постоянные затраты на строительство, не зависящие от мощности объекта, ден. ед. В целом, для определенного типа объектов зависимость вида (2) возможна только при определенном диапазоне значений x .

Для характеристики нелинейной связи между мощностью x объекта и стоимостью строительства y может использоваться степенная зависимость вида

$$y = ax^b. \quad (3)$$

где a и b – также положительные постоянные, получаемые путем обработки статистических данных. При $0 < b < 1$ имеет место случай *возрастающей отдачи от эффекта масштаба*, когда при пропорциональном увеличении мощности объекта стоимость строительства будет возрастать в меньшей пропорции; при $b > 1$ – случай *убывающей отдачи от эффекта масштаба*. Для конкретных типов объектов зависимость имеет смысл при определенных диапазонах значений натурального показателя проектируемого объекта x .

Нелинейная зависимость часто используется при определении стоимости строительства нового промышленного предприятия мощностью Q на основании известной стоимости строительства существующего объекта Q_n мощностью Q_n :

$$y = y_n \left(\frac{Q}{Q_n} \right)^m, \quad (4)$$

где m – показатель, значение которого обычно изменяется в пределах от 0,5 до 0,9 и зависит от отраслевых особенностей объекта [6].

Для рассмотрения возможностей применения в сметных расчетах результатов обработки статистических данных о реально зафиксированных показателях объектов-аналогов автором настоящей работы были рассмотрены показатели паспортов проектов для повторного применения в строительстве [9] для 5-этажных кирпичных жилых домов. В результате был получен график зависимости сметной стоимости от натуральных показателей вида $y = 0,4026x + 67,046$, где y – сметная стоимость проектируемого объекта (тыс. руб.); x – общая площадь квартир проектируемого объекта (m^2); 0,4026 – коэффициент, характеризующий составляющую стоимости, прямо пропорциональную общей площади квартир (тыс. руб./ m^2 в ценах на 01.01.1991 г.); 67,046 – постоянная составляющая стоимости, не зависящая от общей площади (тыс. руб.), – например, стоимость устройства теплового узла, вводов коммуникаций и т.д.

Был проведен сравнительный расчет сметной стоимости по действующим Методическим указаниям [2] и предлагаемой методике для объектов на стадии проектирования «Архитектурный проект», который выявил *завышение стоимости при применении действующей методики на 4 – 6 %*. Это связано с тем, что даже при линейной зависимости между стоимостью и натуральным показателем действующая методика не позволяет учесть влияние постоянного элемента стоимости, не зависящего от общей площади квартир жилого дома.

Аналогичные расчеты для коровников по показателям, приведенным в Альбоме паспортов проектов для повторного применения [10], выявили экспоненциальную зависимость сметной стоимости от строительного объема вида $y = 388,9e^{5 \cdot 10^{-5} x}$, где y – сметная стоимость проектируемого объекта (млн. руб. в ценах на 01.01.2006 г.); x – строительный объем проектируемого

объекта (м³). Сравнительный расчет также выявил завышение сметной стоимости при применении Методических указаний [2] на 10-13%.

В данном случае это вызвано тем, что поправка в виде коэффициента на изменение строительного объема, приведенная в [2], не позволяет в полной мере учесть нелинейный характер зависимости между стоимостью и значением натурального показателя в силу своей обобщенности и игнорирования отраслевых особенностей конкретного объекта.

Проделанная работа позволяет сделать следующие **выводы**:

1) для экономически обоснованной оценки затрат на строительство объектов необходимо совершенствование методических подходов к расчету сметной стоимости с использованием данных объектов-аналогов;

2) использование графиков зависимостей, полученных в результате обработки показателей группы объектов-аналогов, позволяет:

- учесть нелинейный характер зависимости между натуральным показателем проектируемого объекта и его сметной стоимостью и влияние эффекта масштаба;

- при наличии линейной связи учесть затраты, которые не зависят от значения натурального показателя проектируемого объекта и являются одинаковыми (постоянными) для рассматриваемой группы объектов;

- использовать в расчетах показатели не одного аналога, а группы объектов; это позволяет избежать субъективизма при выборе объекта-аналога и ориентироваться на реально зафиксированные экономически обоснованные показатели совокупности ранее запроектированных или построенных аналогичных объектов;

3) для практической реализации метода необходимо наличие достаточного количества достоверных данных о группах однородных объектов в виде таблиц со значениями единичной стоимости или диаграмм. В мировой практике сбором и обработкой данных объектов-аналогов, разработкой таблиц и диаграмм стоимости занимаются специализированные фирмы, что упрощает работу инженеров-сметчиков и способствует получению более обоснованной и точной оценки стоимости строительства объекта.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. О совершенствовании порядка определения стоимости строительства объектов и внесении изменений в некоторые указы Президента Республики Беларусь: Указ Президента Респ. Беларусь, 11 авг. 2011 г., № 361. – Нац. реестр правовых актов Респ. Беларусь. – 2011. – № 93. – 112766

2. Методические рекомендации о порядке определения сметной стоимости строительства на основе объектов-аналогов и укрупненных нормативов стоимости строительства: приказ Минстройархитектуры Респ. Беларусь 15 марта 2012 г. № 84.

3. Ардзинов, В.А. Сметное дело в строительстве. Самоучитель / В.А. Ардзинов, Н.И. Барановская, А.И. Курочкин. – 2-е изд. – СПб.: Питер, 2011. – 496 с.

4. Пурс, Г.А. Модернизация системы ценообразования строительной отрасли в современных экономических условиях. – Путь доступа: <http://rstc.by/konferentsii-i-seminary/2013-11-15-08-55-34-76-i-mezhdunarodnaya-nauchno-prakticheskaya-konferentsiya-metodologiya-i-printsipy-tsenoobrazovaniya-v-stroitelstve-innovatsionnye-tehnologii-v-stroitelnoj-otrasli-i-ikh-vnedrenie>. – Дата доступа: 25.09.2014.

5. ТКП. Площади и объемы зданий и сооружений. Правила определения расчетных показателей для классификации и определения затрат в строительстве. – Путь доступа: http://mas.by/ru/obsjud_proektow – Дата доступа: 25.09.2014.

6. Hendrickson, C. Cost Estimation / C. Hendrickson // Project Management for Construction. Fundamental Concepts for Owners, Engineers, Architects and Builders [Electronic resource]. – Department of Civil and Environmental Engineering, Carnegie Mellon University 2008. – Mode of access: http://pmbok.ce.cmu.edu/0.5_Cost_Estimation.html. – Date of access: 01.11.2013.

7. Павлов, А.Н. Опыт управления проектами на основе стандарта PMI PMBOK. Изложение методологии и опыт применения / А.Н. Павлов. – Москва: БИИОМ. Лаборатория знаний, 2011. – 208 с.

8. Милошевич, Д. Набор инструментов для управления проектами / Драган З. Милошевич: Пер. с англ. Мамонтова Е.В.: Под ред. Неизвестного С.И. – Москва: Компания АйТи, ДМК Пресс, 2009. – 729 с.

9. Альбом паспортов проектов для повторного применения в строительстве. Дополнение к выпуску 4 / Минстройархитектуры Респ. Беларусь. – Минск, 2008.

10. Альбом паспортов проектов для повторного применения в строительстве. Выпуск 7 / Минстройархитектуры Респ. Беларусь. – Минск, 2011.

УДК 624.014.2:691.32

Л.І. Стороженко, Т.Ю. Качан, П.С. Білокуров, О.Г. Горб, Г.І. Гришко

ЗАСТОСУВАННЯ АКРИЛОВИХ КЛЕЇВ ПРИ ПІДСИЛЕННІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК

На сьогодні в будівельній індустрії все частіше при підсиленні, реконструкції та відновленні залізобетонних конструкцій та при влаштуванні анкерних засобів використовуються різноманітні полімерні розчини. Серед найбільш поширених в будівництві клеїв, за рахунок ряду переваг та відносно низької вартості, найбільш раціональним є використання для забезпечення сумісної роботи бетону і сталі акрилового клею. Тому виникає необхідність в експериментальних дослідженнях і теоретичному вивченні з'єднань бетону та сталі за його допомогою та конструкцій, в яких сумісна робота складових частин забезпечується за допомогою цих з'єднань.

Довгий період дослідженням акрилових клеїв та з'єднань на їх основі займалася наукова школа створена в Харківській національній академії міського господарства. Саме там були визначені основні фізико-механічні властивості акрилових клеїв та доведені їх переваги порівняно з іншими при забезпеченні сумісної роботи бетону і сталі [1-3, 7]. Навіть найновіші розробки традиційних анкерувальних засобів [4, 5], є надто матеріалоємними та трудомісткими для відновлення несучої здатності залізобетонних згинальних елементів. А останні дослідження [6] з'єднань сталі та свіжоукладеної бетонної суміші з допомогою акрилового клею, при виготовленні сталезалізобетонних конструкцій, дають можливість взагалі обійтися без анкерування. Отже, виникає необхідність перевірити можливість використання з'єднань на основі акрилових клеїв замість традиційних способів забезпечення сумісної роботи сталі та бетону при підсиленні та реконструкції залізобетонних згинальних елементів.

Метою проведення експериментальних випробувань було дослідження:

- можливості застосування клейового з'єднання бетонної та сталеві частин залізобетонних згинальних елементів для збільшення їх несучої здатності;
- особливостей сумісної роботи двох складових комплексної конструкцій при клейовому з'єднанні;
- значень прогинів і деформацій на різних ступенях завантаження;
- характеру руйнування дослідних зразків.

Для отримання експериментальних результатів, які дадуть можливість достатньою мірою судити про особливості роботи підсилених залізобетонних елементів із використанням клейового з'єднання бетону та сталі були

запроектовані згинальні елементи прямокутного перерізу прольотом 2,1 м із підсиленням і без нього.

Зразки поділялись на 3 серії, призначення яких відповідає вимогам для окремого вивчення різних факторів, від котрих може залежати ступінь впливу згинального моменту на міцність і деформативність досліджуваних конструкцій. Вивчаючим фактором є наявність та тип підсилення за рахунок клейового з'єднання сталеві та бетонної частини.

Зразки згинальних елементів – залізобетонні балки прямокутного перерізу розміром 200×100 мм. Армування виконане у вигляді каркасу, який складається з двох розтягнутих та двох стиснутих стержнів діаметром 10 мм класу А400С, з'єднаних поперечними хомутами з кроком 200 мм. При цьому захисний шар становить 20 мм. Балки виготовлені в заводських умовах з важкого бетону класом за міцністю С16/20, який було встановлено, в результаті набуття бетоном проектної міцності після 28 діб зберігання за нормальних умов, шляхом випробування бетонних кубів та призм на стиск. Потім на розмічені ділянки розтягнутої грані наносився шар акрилового клею із дотриманням технології влаштування з'єднання товщиною 3 мм з подальшим приклеюванням відповідного підсилення. Відрізняються зразки один від одного наявністю та типом підсилення у вигляді приклеєного зовнішнього армування. Тобто зразок Б1 не має підсилення, зразок Б2 підсилений сталевим листом розміром 2100×100×5 мм, зразок Б3 підсилений парою рівнополичкових кутиків 40-5 довжиною 2,1 м.

Для влаштування клейового з'єднання використовується двохкомпонентний (полімерне в'язуче, наповнювач) акриловий клей з наповнювачем, склад якого розроблений у Харківській національній академії міського господарства. Найбільш оптимальним складом клею для проведення будівельних робіт є: 100 мас-частин полімеру, 100 мас-частин затверджувача, 150 – 300 мас-частин наповнювача в залежності від крупності кварцового піску. В нашому випадку ця пропорція становить 1:1:2.

У якості полімерного в'язучого застосовується акрилова пластмаса АСТ-Т, що являє собою компаунд холодного твердіння типу порошок-рідина. Порошкоподібний компонент АСТ-Т – високомолекулярна речовина, що являє собою суспензійний полімер на основі метилакрилату. Рідинний компонент (затверджувач) акрилових самотвердіючих пластмас АСТ-Т – метиловий ефір метакрилової кислоти.

Затвердіння акрилової пластмаси здійснюється мимовільно при нормальній температурі за рахунок полімеризації, заснованої на реакції окислювально-відновних систем. Як наповнювач може використовуватися кварцовий пісок із крупністю зерен від 0,16 до 0,63 мм. Пісок повинен бути сухим, без сторонніх домішок і включень. Для підвищення адгезійних, когезійних, технологічних та ін. властивостей можуть застосовуватися модифікатори (наприклад, оксид цинку ZnO).

Під час приготування акрилового клею змішують полімер із затверджувачем і після набрякання цієї пластмаси вводять у неї кварцовий пісок. У процесі набрякання підвищується в'язкість компаунда, яка після його закінчення не змінюється ні від температури навколишнього середовища, ні від складу компаунда. За рахунок низької в'язкості акриловий клей володіє гарним укладанням.

Наповнюваність акрилового клею залежить від складу компаунда і крупності зерен піску. Так, зі збільшенням кількості затверджувача з 60 до 200 мас-частин

на 100 мас-частин полімеру, наповнюваність кварцовим піском із крупністю зерен 0,16 мм збільшиться з 160 до 700 мас-частин.

Однією з найважливіших технологічних характеристик клею є його життєздатність, тобто проміжок часу, протягом якого його можна застосовувати для виготовлення конструкцій. Вона залежить від його складу і температури середовища. Наприклад, для одного й того складу клею при зміні температури від 25 до 10°C життєздатність складає 16 – 250 хв., яка також значно зростає зі збільшенням кількості затверджувача у складі компаунда та дещо при збільшенні кількості наповнювача. Акрилова пластмаса АСТ-Т полімеризується без виділення побічних речовин, що позитивно позначається на якості клейового шва і міцності матеріалу. При одній і тій же температурі навколишнього середовища кінетика полімеризації для різних складів ідентична, що простежується за внутрішньою температурою полімеризованого акрилового клею, що змінюється в результаті виділення екзотермічного тепла від 30-35 на початковій стадії до 105°C під час екзотермічного піка.

Акрилові клеї мають високу довговічність. При багаторазовому заморожуванні і відтаванні міцність на стиск через 20 циклів зменшується на 10%. Потім вона зростає і до 140 циклів досягає свого початкового значення. Збільшення міцності спостерігається до 180 циклів і складає 2,1% у порівнянні з початковою величиною. Надалі до 500 циклів істотних змін міцності не спостерігалося.

Таким чином можна стверджувати, що акриловий клей володіє високими технологічними та когезійними властивостями. Він простий і надійний у приготуванні, має низьку в'язкість, яка не залежить від температури навколишнього середовища, що дозволяє його використання на відкритому повітрі в будь-яку пору року.

При підсиленні та ремонті залізобетонних конструкцій полімерними композиціями акриловий клей відповідає наступним загальним вимогам:

- адгезійна та когезійна міцність полімер-розчину має бути не нижче міцності бетону залізобетонних елементів, що підсилюються або з'єднуються;
- коефіцієнт лінійного розширення полімерної композиції повинен бути близьким до коефіцієнту лінійного розширення бетону;
- підсилена, відновлена залізобетонна конструкція або її з'єднання повинні бути стійкими до впливу експлуатаційного середовища і в цих умовах забезпечувати необхідну довговічність;
- технологічна життєздатність полімеррозчину повинна відповідати виробничим вимогам та мати можливість до її регулювання в залежності від умов виробництва;
- використовувані в полімерній композиції складові повинні мати мінімальну токсичність, а в затверділому стані полімер-розчин повинен бути абсолютно нешкідливим.

Випробування проводилися за схемою однопролітної вільно обпертої балки, навантаженої двома силами. Розрахунковий проліт балок становив 2000 мм, а зона чистого згину 600 мм. Випробування проводилися на дію короточасних навантажень на пресах лабораторії кафедри ЗБ і КК та ОМ Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кодратюка.

Під час проведення експериментальних досліджень напружено-деформованого стану зразків на дію згинального моменту відмічались характерні

особливості розподілення деформацій по висоті перерізу, а також інтенсивність зростання прогинів та характер руйнування. Відносні поздовжні деформації по висоті й ширині елементів із метою виключення зусиль зсуву вимірювалися в зоні чистого згину за допомогою електротензорезисторів типу 2ПКБ 20-200в однієї комплекстності з вибірковою перевіркою на придатність за ГОСТ 21615-76, схеми розташування яких зображено на рис. 1. Відліки по електротензорезисторах знімалися за допомогою приладу "ВНП-8". Вертикальні переміщення згинальних зразків у процесі навантаження фіксувалися за допомогою прогиноміра "Листова" типу ПАО-6, який установлювався по середині прольоту.

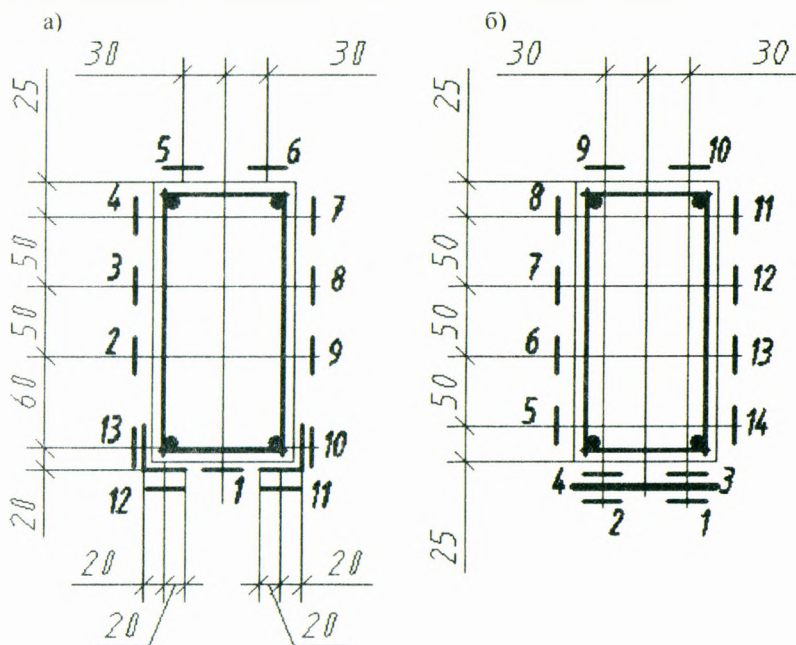


Рисунок 1 – Схеми розміщення електротензорезисторів
а) зразок Б2; б) зразок Б3

Згідно прийнятій методиці проведення експериментальних досліджень несучої здатності і деформативності підсилених залізобетонних балок вимірювання деформацій проводилися в зоні чистого згину з метою виключення впливу зусиль зрізу. В ході проведення досліджень напружено-деформованого стану нормальних перерізів експериментальних зразків під дією навантаження відмічались характерні особливості розподілу деформацій по висоті перерізу і довжині елементів, а також інтенсивність росту прогинів.

В результаті вимірювання деформацій досліджуваних залізобетонних балок, замірених за допомогою електротензорезисторів, отримані графіки залежності деформацій від навантаження (рис. 2, 3).

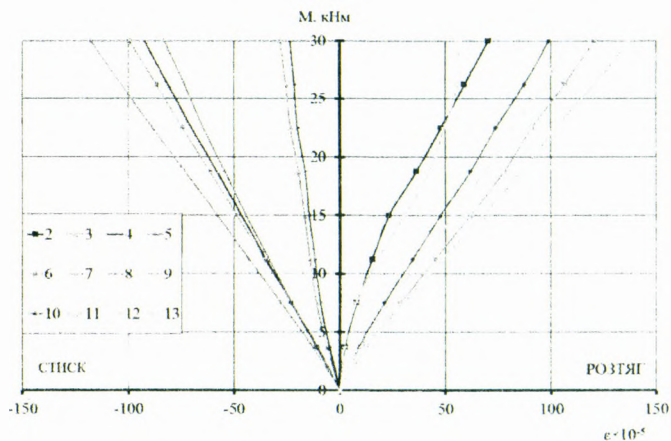


Рисунок 2 -- Залежність відносних деформацій від навантаження нормального перерізу зразка Б2

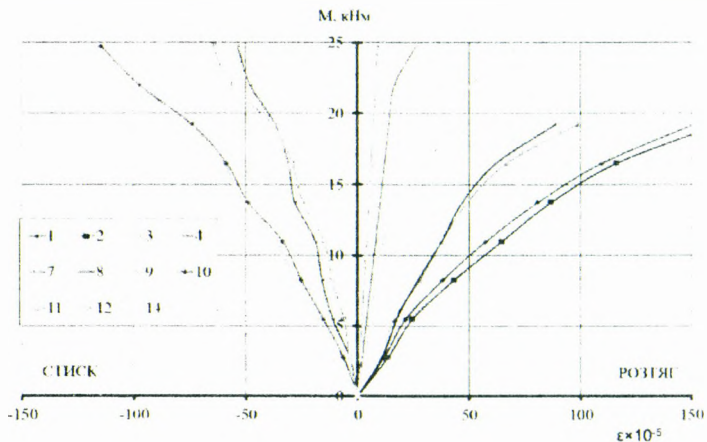


Рисунок 3 -- Залежність відносних деформацій від навантаження нормального перерізу зразка Б3

Порівнюючи результати дослідження зразків з використанням підсилення та без нього, можна говорити про можливість застосування акрилових клеїв для приєднання зовнішнього листового чи профільованого армування для збільшення площі поперечного перерізу небезпечної зони. Як видно із наведених графіків бетон із приклеєним сталевим підсиленням працювали сумісно в усіх стадіях завантаження аж до повного руйнування, яке відбувалось в момент пружної роботи сталі. При цьому спостерігається значне зменшення деформативності конструкцій, в яких використовувалося підсилення кутиками, тобто відносні деформації та прогини в залежності від навантаження зменшувалися приблизно на 40% при тому, що несуча здатність, як видно із табл. 1 збільшилася на 40%.

Таблиця 1 – Несуча здатність згинальних елементів по нормальному перерізу

№ п/п	Зразок	Згинальний момент, кНм	Прогин, мм	Приріст несучої здатності, %	Зниження деформативності, %
1	Б1	17,9	10,0	-	-
2	Б2	27,5	8,5	35	15
3	Б3	30,0	6,0	40	40

Підсилення листовою сталлю показали нижчі результати (збільшення несучої здатності на 35%, зниження прогину на 15%), що можна пояснити меншою площею поперечного перерізу листа порівняно з кутиками.

Клейове з'єднання виявилось ефективним та надійним, про що свідчить його безвідмовна робота до повного руйнування, яке і відбулося після втрати зв'язку між бетоном і сталлю. Як і очікувалось, міцність клейового з'єднання була вищою ніж міцність бетону, тобто спостерігалось руйнування по бетону. Таким чином можна вважати доведеним, що для забезпечення сумісної роботи бетону й сталі в процесі підсилення залізобетонних конструкцій можна використовувати акрилові клеї. При цьому відпадає необхідність використання складних анкерних засобів та влаштування обойм.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Золотов М.С. Анкерні болти: конструкція, розрахунок, проектування. – Харків: ХНАМГ, 2005. – 121 с.
2. Мельман В.А., Торкатюк В.И., Золотова Н.М. Использование акриловых клеев для соединения бетонных и железобетонных конструкций // Коммунальное хозяйство городов: Науч.-техн. сб. – К.: Техника, 2003. – Вып. 51. – С. 61-68.
3. Смолянинов, М.Ю. Несущая способность железобетонных элементов, усиленных акриловыми композициями, под действием статических нагрузок // Науковий вісник будівництва. – Харків: ХДТУБА, 2006. – Вып. 37. – С. 85-90.
4. Стороженко Л.І., Семко О.В., Пенн В.Ф. Сталезалізобетонні конструкції – Полтава, 2005. – 181 с.
5. Стороженко Л.І., Лапенко О.І. Залізобетонні конструкції в незмінній опалубці. – Полтава: АСМІ, 2008. – 312 с.
6. Стороженко Л.І., Лапенко, О.І., Горб О.Г. Конструкції залізобетонних перекриттів по профільному настилу із забезпеченням сумісної роботи бетону і сталі за допомогою склеювання // Вісник Національного університету "Львівська політехніка", № 662. – Львів: Видавництво Національного університету "Львівська політехніка", 2010. – С. 360-365.
7. Шутенко Л.Н., Зологов С.М., Гарбуз А.О. Акриловые клеи для соединения бетонных и железобетонных конструкций // Материалы докладов Международной интернет-конференции «Архитектурно-строительное материаловедение на рубеже веков». – Белгород, 2002. – С. 201-205.

УДК 657.922:624.04

Тур В.В., Яловая Ю.С.

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ТЕОРИИ НЕЧЕТКИХ МНОЖЕСТВ ПРИ ВИЗУАЛЬНОМ ОБСЛЕДОВАНИИ ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В настоящее время одной из наиболее актуальных градостроительных проблем является качество строительства, определяющее срок службы зданий. Во время эксплуатации зданий и сооружений в строительных конструкциях появляется ряд дефектов, выявление которых осуществляется при плановых и неплановых обследованиях технического состояния конструкций. Правильное

определение таких дефектов, а также прогноз тенденций их изменения необходимы для принятия оптимальных решений по эксплуатационным воздействиям для поддержания работоспособного состояния зданий и сооружений.

Существующие методы оценивания технического состояния зданий и сооружений базируются в основном на инструментальных исследованиях, рассчитаны на проведение больших организационных мероприятий и требуют привлечения значительных трудовых и денежных ресурсов.

Для достижения результатов исследования был выполнен анализ современной оценки технического состояния конструктивных систем и их элементов с использованием рейтинговых методов. На основе проанализированных требований нормативно-технических документов по оцениванию технического состояния строительных конструкций установлено, что в Республике Беларусь и Российской Федерации разработанные рейтинговые оценки позволяют с помощью визуального осмотра конструкций оценить техническое состояние зданий и сооружений. Однако приведенные рейтинговые системы оценки дефектов строительных конструкций разрозненны, не имеют конкретных количественных критериев оценки, что не позволяет эффективно оценить качество строительных работ, безопасность эксплуатируемых элементов зданий и сооружений. Присвоение строительной конструкции той или иной категории по выявленным дефектам и повреждениям носит в таком случае достаточно субъективный характер и требует для обоснования огромного опыта у эксперта.

Один из современных подходов, используемых в различных задачах принятия решений в условиях неопределенности, основан на применении инструментария теории нечетких множеств Л.А. Заде. Для проведения научных исследований для построения систем нечеткого вывода был использован пакет Fuzzy Logic Toolbox в рамках среды MatLab.

В качестве входных параметров системы нечеткого вывода рассматривались 6 нечетких лингвистических переменных: «карбонизация», «трещины [сж]», «трещины [раст]», «коррозия», «трещины [норм, накл]» и «прогибы, перемещения», а в качестве выходных параметров – нечеткая лингвистическая переменная «класс» (рисунок 1).

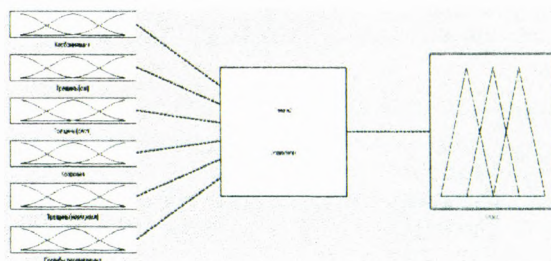


Рисунок 1 – Вид редактора FIS с принятыми входными и выходными параметрами

В качестве терм-множества *первой* лингвистической переменной «карбонизация» использовалось множество $T_1 = \{«L», «M», «H»\}$ (рисунок 2).



Рисунок 2 – Вид редактора функций принадлежности с принятыми названиями термов и типами их функций принадлежности для входной переменной «карбонизация»

В качестве терм-множества *второй* лингвистической переменной «трещины [сж]» использовалось множество $T_2 = \{«L», «M», «H»\}$ (рисунок 3).

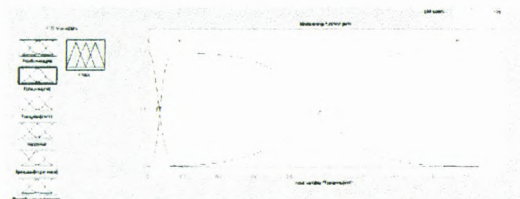


Рисунок 3 – Вид редактора функций принадлежности с принятыми названиями термов и типами их функций принадлежности для входной переменной «трещины [сж]»

В качестве терм-множества *третьей* лингвистической переменной «трещины [раст]» использовалось множество $T_3 = \{«L», «M», «H»\}$ (рисунок 4).

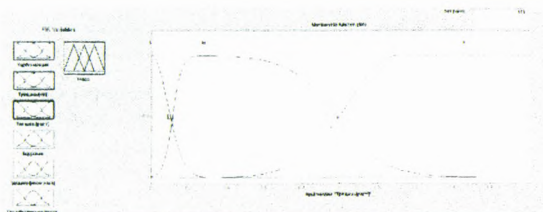


Рисунок 4 – Вид редактора функций принадлежности с принятыми названиями термов и типами их функций принадлежности для входной переменной «трещины [раст]»

В качестве терм-множества *четвертой* лингвистической переменной «коррозия» использовалось множество $T_4 = \{«L», «M», «H»\}$ (рисунок 5).

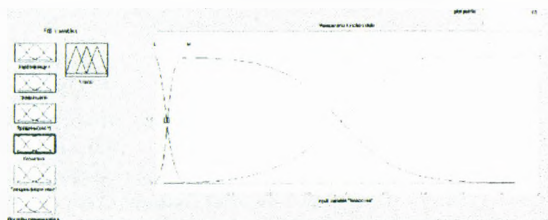


Рисунок 5 – Вид редактора функций принадлежности с принятыми названиями термов и типами их функций принадлежности для входной переменной «коррозия»

В качестве терм-множества *пятой* лингвистической переменной «трещины [норм, накл]» использовалось множество $T_5 = \{«L», «M», «H»\}$ (рисунок 6).



Рисунок 6 – Вид редактора функций принадлежности с принятыми названиями термов и типами их функций принадлежности для входной переменной «трещины [норм, накл]»

В качестве терм-множества *шестой* лингвистической переменной «прогибы, перемещения» использовалось множество $T_6 = \{«L», «M», «H»\}$ (рисунок 7).



Рисунок 7 – Вид редактора функций принадлежности с принятыми названиями термов и типами их функций принадлежности для входной переменной «прогибы, перемещения»

В качестве терм-множества выходной лингвистической переменной «класс» использовалось множество $T_7 = \{«1», «2», «3», «4», «5», «6»\}$ (рисунок 8).



Рисунок 8 – Вид редактора функций принадлежности с принятыми названиями термов и типами их функций принадлежности для выходной переменной «класс»

Для каждого термина нами были определены типы функций принадлежности таким образом, чтобы при пересечении двух функций они пересекались в точке 0,5 по оси ординат, но и соответствовали границам по оси абсцисс.

После задания 26 правил нечеткого вывода выдавался результат нечеткого вывода для конкретных значений входных переменных [1].

В зависимости от имеющихся повреждений, техническое состояние конструкции может быть классифицировано по 6-ти классам:

класс 1 – «очень хорошее состояние» – дефекты устраняются в процессе технического обслуживания и текущего ремонта;

класс 2 – «хорошее состояние» – необходимы регулярное обслуживание и ремонтные работы;

класс 3 – «удовлетворительное состояние» – интенсифицированное обслуживание, ремонтные работы необходимы в течение каждых 6 лет;

класс 4 – «вполне удовлетворительное состояние» – ремонтные работы необходимы каждые 3 года;

класс 5 – «неадекватное состояние» – требуется немедленное изменение плана эксплуатации и ремонт;

класс 6 – «критическое состояние» – необходимо срочное ограничение нагрузок, затем капитальный ремонт, усиление или замена элементов [2].

Используя разработанную нами методику, было проведено оценивание технического состояния конструкции по характерным дефектам для реальных строительных конструкций: перекрытия подвала здания ОПС Байки Пружанского РУПС. Плита перекрытия в пролёте армирована стальной сеткой из гладких стержней диаметром 8-10 мм класса А-I. Шаг стержней сетки составляет 150-200 мм в обоих направлениях. Толщина защитного слоя бетона 15-20 мм. При обследовании установлено, что в местах вскрытий на арматуре плит монолитного ребристого перекрытия подвала присутствуют следы сплошной поверхностной коррозии при отсутствии видимых невооружённым глазом повреждений бетона защитного слоя.

По результатам обследования с помощью полученной конечной функции принадлежности при глубине карбонизации >20 мм, ширине раскрытия продольных трещин в защитном слое бетона вдоль сжатых стержней $>0,2$ мм, ширине раскрытия продольных трещин в защитном слое бетона вдоль растянутых стержней $>0,2$ мм, глубине коррозии арматуры >1 мм, ширине раскрытия нормальных, наклонных трещин $>0,2$ мм, прогибе $1/300$ (0,003) пролёта имеем класс 4,93 (рисунок 9). Используя правила округления, получаем 5 класс технического состояния. Это означает, что перекрытия подвала с данными значениями факторов имеют неадекватное состояние, требуется ремонт.

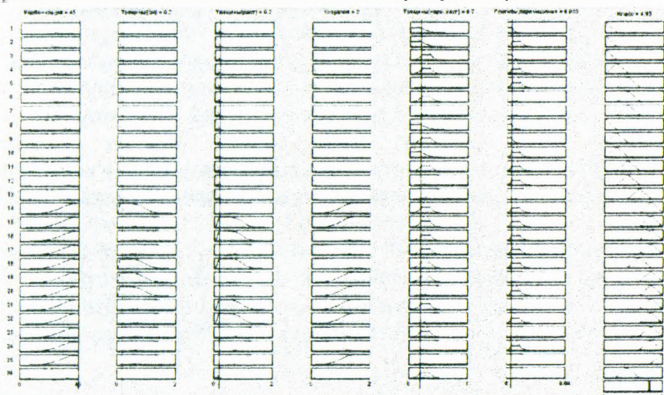


Рисунок 9 – Результат правил нечеткого вывода для перекрытия подвала здания

Таким образом, разработанная нами экспертная система нечеткого вывода на базе пакета Fuzzy Logic Toolbox в среде MatLab позволила определить класс технического состояния конструкции на основе 6-ти вышеперечисленных факторов, что было подтверждено в оценивании реальных строительных конструкций.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Тур, В.В. Применение теории нечетких множеств при оценивании технического состояния конструкции по характерным дефектам для реального строительного объекта / В.В. Тур, Ю.С. Яловая // Вестн. Брест. гос. техн. ун-та. – 2014. – № 1 (86): Строительство и архитектура. – С. 91-96.
2. Рекомендации по оценке надежности железобетонных конструкций эксплуатируемых и реконструируемых зданий и сооружений: Р 1.03.0.42.07. – Брест: БрГТУ, 2007. – 60 с.

УДК 692.6.002.5

Устинов Д.Б.

ПЕРЕРАБОТКА И ВТОРИЧНОЕ ПРИМЕНЕНИЕ КРОВЕЛЬНЫХ БИТУМНЫХ ОТХОДОВ

Рулонный водоизоляционный ковер на совмещенных крышах является наиболее распространенным конструктивным кровельным элементом в массовом строительстве различных зданий и сооружений. Начиная с 1960 года, в СССР на зданиях и сооружениях возводились типовые плоские крыши с битумными кровлями из рубероида, объем которых составляет 75–80% от общего объема всех возведенных крыш.

Эксплуатационные качества таких водоизоляционных ковров в значительной степени зависят от наличия технологической влаги в теплоизоляции крыши, которая может увлажняться атмосферными осадками в построечных и эксплуатационных условиях. Избыточная влага в конструкции совмещенной крыши выводит из строя водоизоляционный ковер в результате появления на его поверхности вздутий, разрывов и трещин. Протечки через разрывы в кровле приводят к переувлажнению теплоизоляции и к снижению её теплозащитных функций.

Для предотвращения появления на рулонной кровле совмещенных крыш таких дефектов и осушения теплоизоляции предусматривается устройство дышащих кровель с использованием в их нижнем слое перфорированных рулонных материалов.

При ремонте рулонных кровель требуется не только осушить теплоизоляцию на крыше, но и решить задачу вторичного применения кровельных битумных отходов.

В последнее время в Беларуси с нарастанием ведутся работы по реконструкции и ремонту рулонных кровель на различных зданиях и сооружениях, производится массовая тепловая модернизация жилых домов с доутеплением их стен и крыш. При этом образуется десятки тысяч тонн битумосодержащих отходов (рис. 1).



Рисунок 1 – Кровельные битумные отходы

Если говорить только о крышах, то это десятки миллионов квадратных метров рубероидных битумных кровель, которые необходимо заменить новыми. Кроме этого, на заводах, выпускающих рулонные кровельные материалы, также ежегодно образуются большие объемы технологических отходов с содержанием в них кровельного битума. Аналогичные кровельные отходы накапливаются при ремонте и восстановлении битумной изоляции на протяженных трубопроводах, транспортирующих нефть и газ. А это огромные объемы битумных отходов, которые вполне могут быть переработаны и вторично с большим эффектом использованы в тех же модернизируемых крышах, включая и новое строительство.

В целом при проектировании зданий должен быть заложен рациональный и коммерческий подход на перспективу, заключающийся в комплексном использовании строительных отходов, которые будут обязательно образовываться при реконструкции или сносе обветшавших конструкций или целых сооружений. При этом строительные отходы следует утилизировать полностью, а соответствующую технологию разрабатывать с учетом возможностей переработки отходов до продукции, которую можно применить вторично в строительстве. Старый испытанный метод проектирования зданий, при котором, к сожалению, не прогнозируется проблема физического износа сооружений или отдельных строительных конструкций при их сносе с образованием отходов, должен уступить место более прогрессивному и экономичному.

Традиционно при ремонте кровли восстанавливались посредством наклейки на них дополнительных слоев рубероида на битуме. В настоящее время такие крыши представляют собой своеобразные кладовые с большим содержанием дефицитного битума: в 1 м² кровли содержится от 20 до 70 кг и более битума. В многослойных старых кровлях приклеивающиеся битумные мастики и битумы, находясь в межслойных кровельных промежутках из рулонных материалов, не испытывали прямых разрушительных воздействий солнечной радиации и ультрафиолетового излучения и не подвергались химическим изменениям своих мицелл и в целом – деструкции битумного материала. Поэтому первоначальные физико-механические свойства битумов в кровельных отходах из рулонных материалов пригодны для вторичного их использования. Такие кровли, как правило, разбираются вручную, при этом использовался тяжелый ручной труд по разборке слоев кровли, а кровельные отходы с содержанием вполне качественного битума поточно вывозились на свалки. Эти битумные отходы в массовом производстве не утилизируются и дополнительно с другими отходами негативно отражаются на экологии с уничтожением природных ресурсов.

Вопрос о переработке и вторичном применении в производстве кровельных битумных отходов возник у специалистов Брестского государственного техни-

ческого университета еще в 1985 году при масштабной реконструкции огромных площадей плоских крыш на промышленных зданиях в Беларуси (А. с. СССР №№ 1368291, 1987 г; 1470710, 1988 г; 1484367, 1989 г; 1551420, 1989 г).

Необходимо отметить, что переработка вязких битумных, в частности, кровельных отходов представляет собой сложную технологическую задачу. Традиционный ручной способ разборки старых рулонных кровельных ковров на основе армирующих картона и стеклоткани с помощью топоров и лопат является непроизводительным и утомительным для кровельщиков. Для повышения культуры производства, производительности и облегчения труда кровельщиков в БрлТУ были разработаны и изготовлены пять универсальных моделей машин МРК 1 – 5 (А.с. СССР 1749420, 1749421, 1813861, Пат. ВУ 7815, 9778) для резки кровельных ковров и разборки неармированных цементных и асфальтовых покрытий (рис. 2).



Рисунок 2 – Машины для резки кровли МРК

В заводском исполнении было изготовлено более 100 машин модели МРК 1–5 с реализацией их в Беларуси, России, Украине и др.

Машинный способ разборки рулонных кровельных ковров позволяет повысить культуру производства и производительность кровельщиков более чем в 8 раз. При этом резко снижается физическая нагрузка оператора, поскольку осуществляется самоперемещение машин в работе с аккуратной нарезкой кровельных отходов в виде мелких пластин.

Куски и пластины кровельных отходов с покрытия на землю транспортируются по рукавному трубопроводу (А.с. СССР 1742169). Рукав состоит из системы легких металлических или пластмассовых сборных труб, объединенных между собой гибкими связями. Не сложный и быстрый монтаж и демонтаж такого рукавного трубопровода позволяет осуществлять вертикальную транспортировку сыпучих материалов с высотной отметки более 30 м. При этом резко повышается производительность транспортировки, сокращаются энергозатраты и не наносится ущерб экологии.

Считалось, что вязкие битумные материалы вообще не поддаются мельничному измельчению на известных агрегатах. Специалисты БрлТУ разработали гидроизмельчитель и провели опытные производственные испытания в 1985 году на Осиповическом картонно-рубероидном заводе (Беларусь) по измельчению технологических отходов в воде.

Все испытания прошли успешно. Приоритет этого технического решения БрлТУ защищен авторскими свидетельствами (А. с. СССР №№ 1368291, 1470710, 1484367, 1551420, 1669551).

Однако битуминозная гидромасса не обладает технологичностью, требует энергемкого оборудования по удалению воды из смеси, обладает сезонностью и ограниченной областью применения. Между тем, принцип измельчения тяжелых вязких битумных кусков в гравитационной водной среде послужил подсказкой и идеей измельчать отходы во взвешенном сухом состоянии. Поэтому был создан высокоскоростной мельничный агрегат с постоянно изменяющимся внутренним рециклом в размольной емкости, позволяющим в гравитационной среде измельчать битумные отходы и битумы твердых марок в порошок (Патенты РБ №№ 2010, 1997 г.; 5452, 2003 г.; 6872, 2004 г.) (рис. 3).

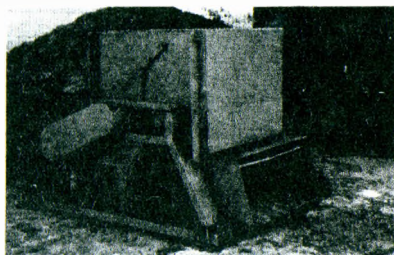


Рисунок 3 – Машина ИБС для измельчения битумных отходов

При создании машин ориентировались на малогабаритные и мобильные варианты их применения непосредственно в черте города. Они могут использоваться на строительных площадках или в передвижных мобильных пунктах по переработке битумных отходов.

В рабочем состоянии машины не выделяют вредные выбросы в атмосферу и удовлетворяют всем требованиям экологической безопасности.

Порошок после измельчения кровельных битумных отходов (далее – КБО) на машинах выходит неоднородной фракции. В производстве как вяжущий материал применяют порошок фракции до 5 мм. Поэтому после измельчения для получения битумного порошка нужной фракции он просеивается через систему сит на виброгрохоте (Патент РБ 9992, 2007 г.) (рис. 4).



Рисунок 4 – Виброгрохот

На основе исследований, математического моделирования и анализа конструктивных и эксплуатационных характеристик разработанных машин были созданы 4 модели измельчителей ИСБ 1 – 4 и 2-х виброгрохотов.

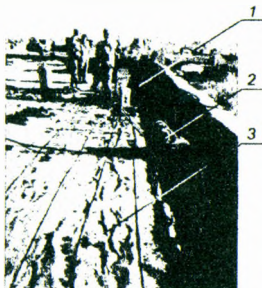
После классификации на виброгрохоте порошок фракции до 5 мм размещают в герметичных мешках и отправляют на склад, а оставшуюся на ситах крупную

фракцию порошка из КБО снова загружают в машину на доизмельчение. Причем крупная фракция (крупнее 10 мм) порошка, содержащего картонную основу рубероида, может быть использована как добавка для обогащения и повышения теплопроводной способности местного древесного топлива (дрова, опилки и т.д.) в котельных. Таким образом, осуществляется стопроцентная переработка КБО.

Известна проблема, связанная с частыми ремонтами рулонных кровель на зданиях различного назначения, когда невозможно на время ремонта отселить из квартир жильцов или остановить производство в действующих цехах. Неожиданные погодные изменения с дождем во время выполнения ремонтных работ на крышах могут заставить кровельщиков врасплох. Через вскрытые от кровли участки крыши вода может проникнуть в помещения квартир и на технологическое оборудование в цехах. Поэтому традиционно, чтобы не рисковать, обходятся затратными и неэффективными локальными ремонтами кровель с коротким сроком их эксплуатации. Традиционно все ремонтные кровельные работы выполняют в теплое время года. А это сравнительно непродолжительный рабочий промежуток времени, особенно в суровых климатических районах строительства с коротким летним периодом. Усложняется и сам технологический процесс ремонта крыш в уже сложившейся застройке, например на многопролетных промышленных зданиях со сложными перепадами профилей кровель. При этом возникают несудобные и протяженные пути доставки кровельных материалов по самой кровле на рабочие захватки.

Применение битумных порошков в ремонтных кровельных работах позволяет принципиально изменить существующую традиционную технологию реконструкции совмещенной крыши на новую. Принцип рассматриваемой технологии в частности заключается в следующем. Определяют размер захватки таким образом, чтобы обязательно был выполнен водоизоляционный слой на восстанавливаемой крыше в течение смены или до дождя, с целью предотвращения проникновения атмосферной воды в помещения. Старые слои кровельного ковра разбирают машиной МРК, а стяжку очищают от пыли и мусора. Как правило, материалы в конструктивных слоях крыши под вскрытой кровлей содержат избыточную влагу. Для осушения этих материалов в процессе эксплуатации восстановленной крыши должна быть предусмотрена дренирующая осушающая система, обеспечивающая выравнивание подкровельного паровоздушного давления и отвод водяных паров в атмосферу. Отвод водяных паров в атмосферу из подкровельного диффузионного осушающего промежутка должен осуществляться через специально предусматриваемые продухи в узлах примыкания кромок восстановленного нового рулонного ковра. На подготовленную стяжку насухо укладывают и расправляют стеклянную сетку, которая является разделительным слоем между стяжкой и первым слоем нового водоизоляционного кровельного ковра. Этот разделительный слой обеспечивает условие приклейки расплавленного битума к стяжке в отдельных точках через ячейки стеклянной сетки, создавая диффузию водяных паров через несклеенные подкровельные участки, и независимость их температурных деформаций. На стеклянную сетку рассыпают ровным слоем толщиной 6-8 мм смесь из измельченных КБО в порошок фракции до 5 мм и цемента. Эту битуминозную смесь нагревают газовой горелкой до полного расплавления битума до жидко-текущего состояния и образования из него сплошного водоизоляционного слоя. Наличие в порошке из КБО цемента обеспечивает за счет его гидратного твердения частичное обезвоживание материалов в существующей стяжке восстанавливаемой крыши и по-

звояет получить более прочное асфальтовое основание под обновляемую кровлю. Такое асфальтовое основание через 1,5-2 часа остывает, набирает прочность и по нему можно повторно рассыпать битумно-цементную порошковую смесь с разогревом газовой горелкой. Таким образом, за один технологический прием устраняются все неровности на поверхности стяжки и формируются ровные плоскости с уклоном к водоприемным воронкам (рис. 5).



1 – новый укладываемый мастичный слой из смеси битумного порошка и цемента;
2 – машина для резки рулонного ковра кровли; 3 – разбираемая рулонная кровля
Рисунок 5 – Последовательность разборки старой кровли с устройством мастичного слоя из смеси битумного порошка и цемента

Так последовательно на захватках крыши разбирают старые слои рубероидного ковра с одновременным устройством изоляции на вскрытой от кровли стяжке из водонепроницаемого мастичного слоя на основе битуминозной порошковой смеси. Причем такие кровельные работы можно выполнять и зимой в сухую без осадков погоду. Водонепроницаемый мастичный слой из битуминозного порошка может использоваться как временная гидроизоляция ремонтируемой крыши при возникновении длительных технологических перерывов в кровельных работах или затяжных атмосферных осадках. Последующие работы на ремонтируемой крыше по устройству новых гидроизоляционных слоев из товарных рулонных материалов можно выполнять в спокойном технологическом ритме в благоприятных летних условиях. При необходимости на восстанавливаемых совмещенных крышах может быть выполнен дополнительный теплоизоляционный слой из легкого асфальта. Составляющими таких асфальтов являются сухие смеси из вяжущего порошка из КБС и минеральных легких и негорючих наполнителей (керамзит, перлит, шлак, зола, и др.). Как правило, такие недорогие наполнители являются местными строительными материалами. Дозированные сыпучие асфальтовые смеси размещают в транспортабельных мешках и оперативно доставляют на строительные площадки. Асфальтовые смеси рассыпают ровным слоем на поверхности восстанавливаемой совмещенной крыши и по аналогичной технологии нагревают газовой горелкой до полного расплавления битума и образования ровной поверхности из утепляющего асфальта. В соответствии с теплотехническим расчетом дополнительная теплоизоляция на восстанавливаемой крыше может формироваться из нескольких таких слоев легкого асфальта. Лицевая сформированная поверхность асфальта обладает высокими водоизоляционными свойствами, по которой затем в спокойном технологическом ритме качественно наклеивают новые слои из товарных кровельных рулонных материалов. При ремонте совмещенных крыш вторично в их конструкциях может использо-

ваться 12-15% вяжущего порошка из КБО). Остальная часть переработанных в вяжущий порошок КБО с большим эффектом может быть использована при изготовлении асфальтобетонов из местных минеральных наполнителей: песок, гравий, шлак. Минеральные и волокнистые наполнители в составе вяжущих порошков из КБО выполняют роль структурирующих добавок, содержание которых в этих отходах колеблется от 15 до 20%. Наполнители сложным образом взаимодействуют с битумом, содержащимся в рубероидных отходах, выполняя роль структурообразующего компонента. А минеральные наполнители в порошке из КБО и асфальтовых смесях переводят битумное вяжущее в пленочное состояние благодаря высокоразвитой поверхности и образуют структурированную дисперсную систему, обладающую повышенной прочностью, вязкостью и водоустойчивостью. Кроме того, для вяжущего порошка из КБО характерны сравнительно высокие показатели теплостойкости, механической прочности и деформативной способности, особенно при отрицательных температурах. Выполненные лабораторные и производственные исследования подтверждают хорошие физико-механические показатели мастик и асфальтов на основе вяжущего порошка из КБО, которые соответствуют требованиям действующих стандартов. На основе вяжущего порошка из КБО непосредственно на строительном объекте (включая отдаленные без энергоснабжения) на мобильном агрегате РДЖ-2,8 приготавливают асфальтобетонные смеси для дорожных ремонтных работ, противofiltrационных экранов на полигонах ТБО и захоронения токсичных твердых отходов в качестве матрицы.

Более полная информация о ремонте и утеплении совмещенных крыш представлена в технических условиях ТУ ВУ 200002511-001-2010 и Рекомендациях (Р5.08.059.09) с нормативным изложением регламента по проектированию и ремонту рулонных кровель, которые разработаны Брестским государственным техническим университетом и зарегистрированы в РУП «Стройтехнорм» (Беларусь). В Рекомендациях Р5.08.059.09 отражены новые патентованные конструктивные решения и технологические приемы по тепловой модернизации совмещенных крыш на зданиях различных типов. При этом в качестве исходного сырья используются вяжущие порошки из КБО, позволяющих на их основе приготавливать новые теплоизоляционные и кровельные материалы и с большим экономическим эффектом вторично их применять в конструкциях восстанавливаемых крыш с хорошим качеством строительства.

Строительные битумные отходы, переработанные в порошок для вторичного использования в производстве, сохраняют все свои первоначальные свойства по безопасности в применении и эксплуатации.

Области применения порошка из строительных битумных отходов в различных смесях приведены в таблице 1.

Таблица 1

Вид смеси	Область применения
Кровельные битумные горячие и холодные мастики и пасты:	<ul style="list-style-type: none"> — для устройства покровного слоя под кровлю на поверхности стяжки и теплоизоляции; — для приклеивания плитных теплоизоляционных изделий на крыше; — для заделки раковин и неровностей на стяжке и внутренних поверхностях парапета

Продолжение таблицы 1

Вид смеси	Область применения
Асфальтобетонные смеси:	<ul style="list-style-type: none"> - для ремонта внутриквартальных городских и сельских дорог и тротуарных покрытий, площадок, а также для ямочного ремонта; - для безыскровых полов в промышленных зданиях и сооружениях
Асфальтовые смеси:	<ul style="list-style-type: none"> - для устройства литой стяжки на крыше; - для устройства противодиффузионных экранов на полигонах ТБО; - для матрицы при футеровке токсичных твердых отходов
Теплоизоляционные смеси:	<ul style="list-style-type: none"> - для монолитной теплоизоляции и изготовления плитных сборных изделий (керамзитобитумные, перлитобитумные, шлакобитумные и др.)
Сухие дозированные сыпучие смеси в упаковке с различными минеральными наполнителями:	<ul style="list-style-type: none"> - для использования в мобильных условиях строительства; - для реализации индивидуальным застройщикам; - в природоохранных сооружениях

Учитывая, что при восстановлении плоских крыш снова применяют рулонные кровельные материалы с покровным слоем из битума, то рассматриваемые технологии и оборудование рассчитаны и на перспективу. При этом решаются вопросы ресурсосбережения и экологии.

Кроме того, решаются и важные социальные вопросы: создаётся повсеместно большое количество дополнительных рабочих мест и обеспечивается занятость населения. Без отселения жильцов из домов и остановки производства в промышленных цехах, осуществляется модернизация кровельных конструкций с дополнительным утеплением крыши и с улучшением комфортности проживания людей, предотвращается сбой в работе и порча технологического оборудования в производственных корпусах.

Данная инновационная работа в 2006-2011г. экспонировалась на международных выставках-конкурсах инновационных проектов в Москве и Санкт-Петербурге и была награждена 2-мя золотыми и 2-мя серебряными медалями.

УДК 666.972.69; 691.32

Федорович П.Л., Смоляков А.В., Дрозд А.А., Батяновский Э.И

ЭФФЕКТИВНОСТЬ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ ГРАНИТНЫХ ОТСЕВОВ РУПП «ГРАНИТ» В ЦЕМЕНТНЫХ БЕТОНАХ

ВВЕДЕНИЕ

Результаты исследований, выполненных в БНТУ, показали возможность 100%-го использования отходов камнедробления, образующихся на РУПП «Гранит» Брестской области Беларуси при производстве крупного заполнителя для бетона. Известно, что «прямое» применение гранитного отсева вместо песка в качестве мелкого заполнителя бетона (раствора) практически невозможно, т.к. сопровождается резким ухудшением физико-механических и эксплуатационных свойств этих материалов. Данное явление связано с повышенным со-

держанием в отсеве тонкодисперсных фракций (менее 0,16 мм), достигающем 30...40 % от его веса, массовым наличием микрогрещин и повышенной удельной поверхностью их, явно выраженной лещадностью зерен этих фракций. В совокупности эти факторы обуславливают невозможность прямого эффективного использования гранитного отсева в качестве мелкого заполнителя для цементных бетонов и растворов.

Вместе с тем, после переработки гранитного отсева [1-4], в частности отсева его на две фракции (по граничному размеру зерна ~ 0,5 мм) и помола мелкой фракции, получаются качественные продукты в виде минеральной добавки в бетон или в цемент (при совместном помоле с клинкером) и отсеянных крупных фракций (~ 0,5 – 5,0 мм). Последние можно использовать для обогащения природных мелкозернистых песков и тем самым решить проблему, характерную для многих регионов Беларуси (особенно ее юго-восточных областей), заключающуюся в отсутствии местного качественного мелкого заполнителя для бетона. Улучшение гранулометрии мелкого песка за счет введения крупных фракций гранитного отсева обеспечивает рост плотности и прочности бетона, а на этой основе повышение его физико-технических характеристик и снижение на (5-15)% расхода цемента.

В настоящей статье частично приведены результаты исследований закономерностей влияния минеральной добавки в цемент в виде молотого гранитного отсева на свойства бетона и данные о возможности обогащения мелкозернистого природного песка его крупными фракциями.

СВОЙСТВА БЕТОНА НА ЦЕМЕНТЕ С МИНЕРАЛЬНОЙ ДОБАВКОЙ

Прочность и эксплуатационные свойства бетона определяли в соответствии со стандартными или общепринятыми методиками при дозировке молотого гранитного отсева ($S_{\text{вд}} \sim 0,3 \text{ м}^2/\text{т}$) в пределах 0-30 % от исходной массы цемента (в смешанном вяжущем для минеральной добавки достигала 40...43 % от его массы) на образцах, изготовленных вибрированием [1-4].

В таблице 1 приведены данные об изменении относительной прочности образцов пропаренного бетона; в таблице 2 – при испытаниях на солевую (NaCl) коррозию циклическим насыщением-высушиванием; 3 – при испытаниях на морозостойкость. Кроме этого, были выполнены исследования по водостойкости бетона при циклическом насыщении образцов в воде и высушивании, водонепроницаемости, истираемости бетона, по оценке защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре и его упруго-деформационных характеристик.

Таблица 1 – Прочность пропаренного бетона

№ состава	Расход составляющих бетона на 1 м ³ , в кг					Наличие и количество в бетоне		Относительная прочность бетона на сжатие в %
	Цемент	Песок	Щебень	Вода	«С-3», (СП)	Минеральной добавки, кг (% от Мц)		
1	350	740	1180	175	–	–	100	
2	315	740	1180	160	–	35 (10)	100-105	
3	297	740	1180	160	–	53 (15)	95-100	
4	297	740	1180	120	0,6	53 (15)	105-115	
5	280	740	1180	130	0,6	70 (20)	100-105	

Таблица 2 – Прочность бетона при циклическом насыщении (в растворе NaCl)-высушивании

№ состава	Характеристики бетона:				Прочность бетона, МПа, после количества циклов:						
	Ц, кг	Миндобавка		Добавка СП, % от СВ	0	5	10	15	20	25	30
		кг	%								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	350	–	–	–	25	27	28,5	30	30	29	26
2	315	35	10	–	22,8	24	26,5	27	27	26	24
3	280	70	20	–	22	23	25	27	27	26	22
4	280	70	20	0,6	25,5	28	29	30,5	31	31	30

Таблица 3 – Прочность бетона в процессе испытаний на морозостойкость

№ состава	Характеристики бетона:				Прочность бетона, МПа, через количество циклов:						
	Ц, кг	Миндобавка		Добавка СП, % от Мц	0	2 (75)	3 (100)	4 (150)	5 (200)	8 (300)	12 (400)
		кг	%								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	350	–	–	–	25	27	28	29,5	30,5	26	23
2	315	35	10	–	23	25,5	27,5	28,5	26,5	23	21
3	280	70	20	–	22	24,8	27	27	25	21	18
7	245	105	30	–	18	21	22	20	16	–	–
5	280	70	20	0,6	25	28	29	30	30,5	28,5	24

Одновременной следует отметить, что если физико-механические свойства бетона на портландцементе с минеральной добавкой в виде молотой гранитной породы обеспечиваются, то при циклических испытаниях с насыщением-высушиванием образцов бетона (в воде и солях NaCl и Na₂SO₄) данный цемент уступает чистоклинкерному равной марки (класса). Это логично, т.к. выявлено, что усадка цементного камня из вяжущего с минеральной добавкой значительно меньше. Морозостойкость бетона на цементе с 20% миндобавки из отсева несколько ниже чистоклинкерного вяжущего, но ее общий уровень, соответствующий марке F300, фактически обеспечивает весь диапазон требований к изделиям (конструкциям) общестроительного назначения. Кроме того, при снижении водоцементного отношения бетона за счет применения пластификаторов I-й группы его морозостойкость обеспечивается вплоть до марки F400. В целом, особенно учитывая низкую стоимость гранитного отсева и необходимость рационального использования его мелких фракций после переработки, решение о массовом выпуске цемента с данной минеральной добавкой в Беларуси целесообразно.

БЕТОН НА ЗАПОЛНИТЕЛЕ, БОГАЩЕННОМ КРУПНЫМИ ФРАКЦИЯМИ ОТСЕВА

Разработка гранулометрических составов обогащенного песка. Принцип подбора требуемого зернового состава песка заключался в определении необходимого содержания недостающих в зерновом составе исходного природного песка крупных фракций, обеспечивающего расчетный модуль крупности и введение их в состав обогащаемого мелкого заполнителя с последующими испытаниями его в бетонных смесях и бетоне [5-8].

Обобщенные экспериментальные данные (частично приведенные в виде графика на рис. 1) отражают результаты исследований по подбору гранулометрического состава обогащенного крупными фракциями отсева исходного природного песка с начальным модулем от $M_k \sim 0,9$ до $M_k \sim 2,5$ после доведения его до зернового состава, обеспечивающего значения модуля крупности вплоть до $M_k = 3,5$.

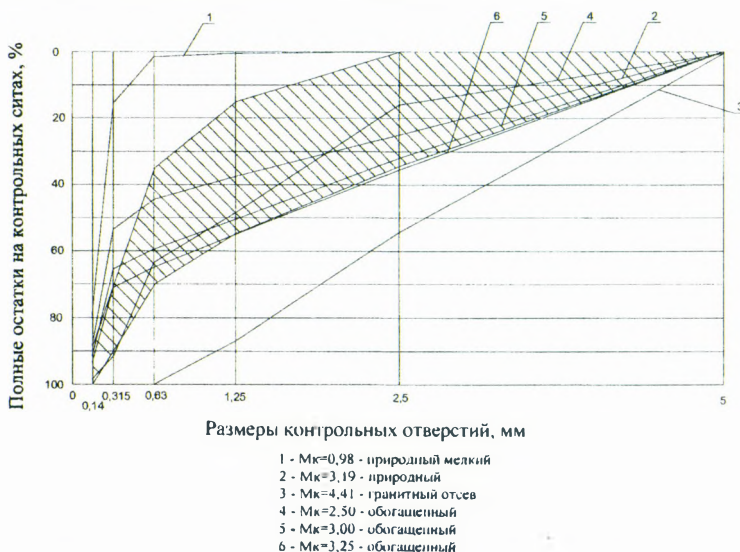


Рисунок 1 – Тенденция изменения гранулометрии обогащенного песка на основе природного завода ОАО “Спецжелезобетон” ($M_k \sim 1,0$)

С учетом допуска к применению в конструкционном бетоне песка с $M_k = 3,5$ по ГОСТ 8736-93 [9] графики, отражающие гранулометрию обогащенного мелкого заполнителя, практически «укладываются» в рекомендуемые границы его гранулометрии во всех разработанных и приведенных на рисунке 1 вариантах зернового состава обогащенного песка.

Свойства бетона на обогащенном отсевом песке. Прочность (таблица 4) и другие характеристики бетона определяли на сериях (4...6 шт.) образцов $100 \times 100 \times 100$ мм, приведенных к базовому размеру ($K=0,95$) по ГОСТ 18105-86; ГОСТ 10180-90 [10, 11]. Данные таблицы 4 получены для стандартизированного состава (ГОСТ 30459-96 [12]) «пропаренного» (режим: $2+3+6(\sim 80^\circ\text{C})+\text{остывание}, \text{ч}$) бетона из равноподвижных бетонных смесей «при прочих равных условиях», отличающегося видом мелкого заполнителя.

Таблица 4 – Прочность образцов пропаренного бетона из равноподвижных бетонных смесей

Вид мелкого заполнителя и нумерация по табл. 6	Прочность образцов бетона, МПа				Прочность бетона,	
					МПа	%
1. Природный тонкий ($M_k=0,91$)	21,4	22,8	23,8	20,4	22,7	100
2. Обогащенный: 2.1 $M_k = 2,00$ 2.2 $M_k = 2,27$ 2.3 $M_k = 2,50$	28,5 33,1 31,4	28,5 32,4 32,8	33,2 30,4 39,7	36,0 30,9 34,7	30,9 32,1 33,7	136 141 148
3. Природный Завода «Спецж/б» (тонкий)	28,1	25,7	26,1	26,6	26,6	100
4. Обогащенный: 4.1 $M_k = 2,5$ 4.2 $M_k = 3,0$ 4.3 $M_k = 3,25$	35,0 35,3 36,9	34,8 33,8 35,0	35,5 35,9 35,5	33,7 36,4 38,0	34,8 35,3 36,3	131 133 136
5. Природный (очень мелкий; $M_k = 1,50$)	32,8	32,8	34,5	31,4	33,3	100
6. Обогащенный: 6.1 $M_k = 2,01$ 6.2 $M_k = 2,47$ 6.3 $M_k = 2,97$	36,1 35,6 43,5	35,2 36,3 41,3	33,1 35,9 35,6	35,2 34,5 38,0	35,5 35,9 40,9	107 108 123
7. Природный (средний; $M_k = 2,02$)*	16,8	16,8	17,3	15,8	16,9	100
8. Обогащенный: 8.1 $M_k = 2,5^*$ 8.2 $M_k = 2,73^*$ 8.3 $M_k = 3,0^*$ 8.4 $M_k = 3,26^*$	17,4 18,9 20,7 21,4	18,6 17,8 20,1 21,7	18,7 20,0 19,8 19,7	18,1 19,5 20,7 20,0	18,5 19,5 20,5 21,0	110 118 121 124

*Режим прогрева образцов отличался от стандартизированного режима, включая подъем температуры до ~ 50°C с последующим остыванием образцов в камере «ТО»

Причины роста прочности бетона на обогащенном крупными фракциями гранитного отсева природном песке связаны со следующим:

- обеспечивается более рациональный фракционный состав как мелкого заполнителя, так и смеси его с крупным заполнителем в бетоне при минимизации их общей пустотности;

- повышается качество сцепления и взаимодействия цементного камня с поверхностью (характеризующейся большей степенью шероховатости) мелкого заполнителя в бетоне;

- снижается водопотребность обогащаемого мелкого заполнителя вследствие снижения его удельной поверхности, что позволяет снизить начальное водосодержание бетона при сохранении равноподвижности смеси;

- с наличием тонкодисперсных частиц гранитоида, которые (при количестве, не превышающем рациональное) способны проявлять эффект «затравок - центров кристаллизации» для твердеющего цемента, особенно при повышенной температуре твердения.

Водопоглощение бетона. Результаты испытаний, приведенные в таблице 5, свидетельствуют о непосредственной взаимосвязи показателя водопоглощения бетона с качеством мелкого заполнителя, при прочих равных условиях.

Очевидно, что уменьшение доли природного тонкого (с развитой удельной поверхностью) песка в обогащаемом мелком заполнителе сопровождается повышением плотности бетона и закономерно отражается в снижении его водопоглощения. Свою часть эффекта вносит нарастающее улучшение гранулометрии, т.е. более рациональное сочетание фракций разных размеров, с увеличением доли крупных фракций в обогащаемом материале.

Таблица 5 – Водопоглощение бетона по массе (W_m , %) и по объему (W_0 , %)

№ состава	Характеристики песка:			W_m , %	W_0 , %	Изменение W_m , в %-х от W_m , бетона состава № 1
	M_k , д.ед.	Содержание, кг				
		песка	отсева			
1	2	3	4	5	6	7
1	1,0	700	—	4,55	~ 10,6	100
2	2,0	492	208	3,4	~ 8,0	74,7
3	2,5	389	311	3,25	7,6	78,0
4	3,0	288	412	2,6	6,2	57,1
5	3,5	185	515	2,45	5,9	53,8

В целом, это способствует более плотной взаимной укладке зерен заполнителя в бетоне и росту качества (плотности) структуры в процессе и по результату его виброуплотнения. Как уже отмечалось, возрастает средняя плотность бетона, а по рассматриваемому эксперименту это отражается снижением W_m и W_0 .

Морозостойкость бетона определили ускоренным методом по ГОСТ 10060.2-95 [13] или 3-м методом: с насыщением, замораживанием (при $T = -55$ (-60) °С) и оттаиванием в 5 % растворе NaCl ($t \sim 18^\circ\text{C}$).

На рисунке 2 приведены данные об изменениях прочности бетона в процессе испытаний на морозостойкость, из которых следует, что бетон состава № 1 (на тонком природном песке, $M_k = 1$) выдержал 3 цикла ускоренных испытаний (соответствует марке «F100»), № 2 выдержал 5 циклов ускоренных испытаний или 200 циклов испытаний по базовому методу для бетона общестроительного назначения, а образцы составов № 3, № 4 и № 5 выдержал и 8 ускоренных циклов (или 300 циклов базовых испытаний).

Таким образом, прием обогащения природного тонкого, характеризующегося $M_k = 1,0$ песка может обеспечить 2-3- кратное повышение морозостойкости бетона. А в более общем плане прием обогащения природного песка крупными фракциями гранитного отсева может обеспечить производство любых типов изделий, к которым предъявляют повышенные требования по морозостойкости, включая бетоны и изделия специальных видов строительства. В частности, дорожно-мостового, гидротехнического, аэродромного и приравненных к ним по испытаниям на морозостойкость в солевой среде – тротуарных (и иных) плит, бортовых камней и др.

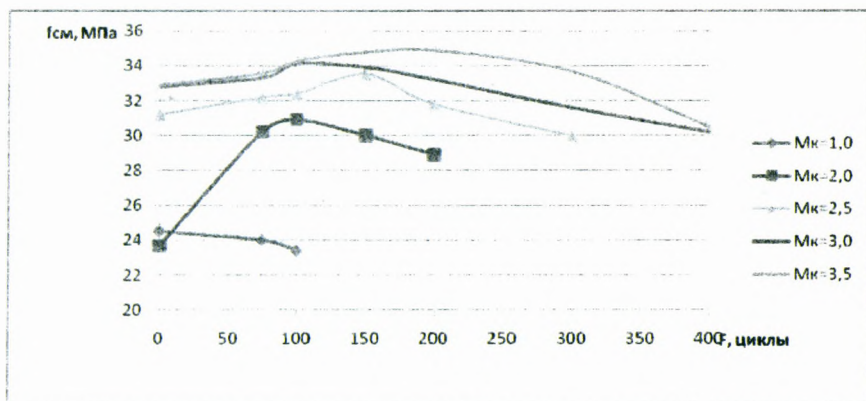


Рисунок 2 – Тенденция изменения прочности бетона при испытаниях на морозостойкость

Солестойкость и защитная способность. Кроме приведенных данных, были выполнены испытания бетона на солестойкость и защитную способность по отношению к стальной арматуре. Наиболее характерной для Беларуси агрессивной средой в процессе эксплуатации бетонных и железобетонных изделий и конструкций являются соли, содержащие ион хлора.

Снижение доли природного тонкого песка в составах бетона в обогащенном до $M_k = 2,5, 3,0$ и $3,5$ материале способствовало росту устойчивости бетона и его прочности вплоть до 70 циклов испытаний.

Основу отмеченных явлений составляет повышение плотности и непроницаемости бетона с увеличением доли крупных фракций гранитного отсева в обогащаемом песке. Эти данные однозначно согласуются с экспериментальными значениями величин водопоглощения бетонов составов № 1 - № 5. Снижение $W_m (W_0)$ (т.е. объема капиллярных открытых, сообщающихся пор) обеспечивает рост коррозионной устойчивости бетона.

Результаты анализа поляризационных кривых одноциклических электрохимических испытаний, выполненных по СТБ 1168-99 [14], на образцах с тонким песком ($M_k = 1,0$) и обогащенном гранитным отсеком до $M_k = 3,0$, позволили сделать однозначный вывод о том, что, во-первых, вещество гранитного отсева не оказывает активирующего воздействия на стальную арматуру в бетоне, а во-вторых, способствуя росту плотности бетона в сравнении с бетоном на природном ($M_k = 1,0$) песке, повышает его защитную способность и такой заполнитель может применяться в железобетонных изделиях и конструкциях без ограничений.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Выполненные исследования позволили обосновать возможность полного использования технологических отсеков РУПП «Гранит», как ценного сырьевого материала для строительной отрасли Беларуси. По их результатам ОАО «Кричевцементношифер» на настоящий момент выпустило более 100 тыс. тонн портландцемента с минеральной добавкой из гранитного отсева

2. Разработаны основы технологии обогащения мелкозернистых песков, характеризующихся исходным модулем крупности в диапазоне $0,9 \leq M_k \leq 2,5$ дол. ед.,

крупными фракциями гранитного отсева РУПП «Гранит» (0,5...5,0 мм), что обеспечивает получение мелкого заполнителя для бетона рационального зернового (гранулометрического) состава и позволяет снижать расход цемента на 1 м³ конструкционного тяжелого бетона без ухудшения его физико-технические характеристики.

3. Экспериментально доказана эффективность приема обогащения мелкозернистых природных песков крупными фракциями гранитного отсева, обеспечившего улучшение эксплуатационных свойств и характеристик бетона: морозо-, соле-, водостойкости; водопоглощения (проницаемости) и защитной способности по отношению к стальной арматуре. По совокупности результатов исследований определено, что прием обогащения природного песка крупными фракциями гранитного отсева может применяться для бетонов различного назначения без ограничений.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Батяновский, Э.И. Свойства цемента и цементного камня с минеральной добавкой в виде молотого гранитного отсева/ Э.И. Батяновский; А.А. Дрозд. А.В. Смоляков, // Строительная наука и техника. - 2009. - №1. - С. 73-79.

2. Смоляков, А.В. Технологические свойства бетонных смесей и прочность бетона с добавкой в виде молотого гранитного отсева/ Э.И. Батяновский; А.А. Дрозд. А.В. Смоляков // Строительная наука и техника. - 2009. - №1. - С. 73-79.

3. Батяновский, Э.И. Долговечность железобетона с минеральной добавкой в виде молотого гранитного отсева / Э.И. Батяновский; А.В. Смоляков, А.А. Дрозд, В.И. Мацкевич // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров: сб. науч. ст./ГрГУ им. Я.Купалы (Гродно, 2010). - Гродно, 2010 – С. 288 – 291.

4. Смоляков, А.В. Использование гранитного отсева в цементе и конструкционном бетоне / П.И. Федорович; Э.И. Батяновский // Проблемы современного бетона и железобетона: материалы III Межд. симп. (Минск, 9-11.11.2011): в 2 т. - Минск, Минсктиппроект, 2011. Т. 2: Технология бетона. - С. 438-451.

5. Федорович, П.Л. Теоретические и практические основы минимизации содержания цемента в бетоне путем формирования оптимального зернового состава / П.Л. Федорович, А.М. Корсун, Д.Л. Титков, Д.О. Гребенек // Вопросы внедрения норм проектирования и стандартов Европейского Союза в области строительства: международный научно-методический семинар – Минск, 2012. - С. 155-165.

6. Батяновский, Э.И. Эффективность “глубокой” переработки гранитного отсева РУПП «Гранит» / Э.И. Батяновский, А.А. Дрозд, П.Л. Федорович, А.В. Смоляков // Строительная наука и техника. Научно-технический журнал. - Минск, 2012. - С. 38-43.

7. Федорович, П.Л. Эффективность применения «технологического» гранитного отсева РУПП «Гранит» / П.Л. Федорович, А.В. Смоляков // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: сборник трудов XVIII Международного научно-методического семинара. — Новополоцк, 2012. - С. 148-153.

8. Федорович, П.Л. Взаимосвязь водопоглощения и морозостойкости бетона с крупностью мелкого заполнителя / П.Л. Федорович, Э.И. Батяновский // Современные проблемы внедрения европейских стандартов в области строительства: международный научно-методический семинар. – Минск, 2013. - С. 194-202.

9. Песок для строительных работ. Технические условия: ГОСТ 8736-93.

10. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам: ГОСТ 10180-90.

11. Бетоны. Правила контроля прочности: ГОСТ 18105-86.

12. Добавки для бетонов. Методы определения эффективности: ГОСТ 30459-96.

13. Бетоны. Ускоренные методы определения морозостойкости при многократном замораживании и оттаивании: ГОСТ 10060.2-95.

14. Метод контроля коррозионного состояния стальной арматуры в бетоне и защитных свойств бетона: СТБ 1168-99.

ОБЪЕМНО-ПРОСТРАНСТВЕННЫЕ СООТНОШЕНИЯ НОВЫХ СТРОЕНИЙ СО СТАРЫМИ В ИСТОРИЧЕСКИХ ГОРОДАХ

На данный момент во всем мире очень остро стоит вопрос сохранения и использования архитектурно-исторических ценностей как части культурного наследия и физического воплощения самосознания народа. Конечно, в разных странах в разной степени уделяется внимание данному вопросу, но общая тенденция все же прослеживается. Не исключением является и Республика Беларусь, имеющая богатую историю насыщенную иногда противоречивыми событиями. Большинство белорусских городов в общепринятом понятии являются историческими. Они растут и развиваются в соответствии с требованиями современного общества. Но проблемы сохранения архитектурно-градостроительного наследия и обновления при реконструкции городов необходимо рассматривать в прямой связи с требованиями исторического градостроительства.

Развитие современных строительных технологий объективно создают возможности возведения крупных высотных сооружений в непосредственной близости от древних зданий в исторических зонах городов. Однако еще с советского времени появляются примеры включения в историческую застройку новых зданий, которые резко диссонируют с исторической архитектурной средой и справедливо вызывают отрицательное отношение жителей и гостей города.

На сегодняшний день один из основных вопросов в решении задач развития исторических городов при их реконструкции: как обеспечить гармонию новой и исторической застройки и создать полноценную архитектурно-художественную среду городов.

Решения архитекторов и проектировщиков, занимающихся новым строительством в исторических городах, и мнения специалистов по вопросам сохранения исторического наследия нередко вступают в противоречия, вызванные различием приоритетов и взглядов на жизнь исторических городов и существование отдельных памятников архитектуры.

Вопросы сочетания нового со старым ставились во все времена и в большинстве случаев решались уважительно по отношению к уже существующим зданиям и ансамблям. Зодчие, создавая новые отдельные здания, старались гармонично вписать их в уже сложившуюся архитектурно-историческую среду своего времени.

Человеческий глаз способен видеть не плоскостное фасадное изображение, каким оно представляется на чертеже, а объект в его пространственном окружении. И действительно, если мы видим созданную на бумаге проектную ортогональ лишь одного фасада, то в реальности перед человеком предстает объемный, пространственный образ здания в трехмерном измерении, и в зрительный обзор попадает все примыкающее и окружающее его — вся среда, которая существует с этим зданием одновременно в его историческом контексте [1, с.3]. Работая над новым проектом в исторической застройке архитектору необходимо учитывать сочетание объемов и гармоничность пространственной композиции, силуэты архитектурной среды, пластику фасадов каждого в отдельности здания и всех сооружений в целом.

Подробный анализ прошлого опыта позволяет обеспечить необходимую научную основу для прогнозирования направленности реконструкционных работ в исторических центрах.

Важная особенность города состоит в том, что он является динамичным комплексом, находящимся в процессе непрерывных изменений. Подобно живому организму город постоянно меняется и обновляется в соответствии с развитием общества и его потребностями. Фактор времени входит в формирование эстетических свойств города. Связь времен во многом определяет его облик [2. с.4]. Соответствие всем нормам и требованиям, предъявляемым современным обществом, немислимы без возведения новых зданий в историческом окружении, что, в свою очередь, требует правильного выбора архитектурно-проектного решения. Наиболее убедительными оказываются исторические примеры, прошедшие вековые апробации. История давно отобрала наиболее благоприятные для зрительских оценок гармоничные архитектурные сочетания. Например, в крупных городах исторические улицы органично дополняются домами одной этажности в строю домов одной высоты. Строители разных периодов стремились к «вписыванию» своих построек в сложившееся архитектурное окружение, хотя не исключались и новые акценты, решенные в основном за счёт пластики фасадов и скульптурно-декоративных средств или высотного уровня застройки, но с сохранением доминант монастырских колоколен [1. с.182].

Для сохранения общей архитектурно-исторической ситуации, для обеспечения исторически обусловленного органичного и последовательного развития города в первую очередь рекомендуется учитывать существующую планировочную и архитектурную ситуацию.

В сложившемся городе возможны два принципиальных подхода к его развитию:

- внедрение нового объекта в ряд исторического фасада улицы или площади;
- размещение новых ансамблей или новых кварталов в историческом городе.

Первый подход иллюстрируют многочисленные здания, решенные в новых строительных материалах, но не диссонирующие с историческим окружением.

Второй подход иллюстрируют современные градостроительные ансамбли и новые кварталы в старых городах, но вне их исторической структуры. Общим для этих двух подходов остается положительное архитектурно-эстетическое восприятие пропорциональных объемно-пространственных соотношений, сохранение не только силуэтности, но и исторической ситуации архитектурной среды.

Как известно, новое, вторгаясь в сложившуюся среду, всегда вызывало противоречивые оценки своих современников. Нормы и границы их взаимоотношений не поддаются жесткой регламентации, поскольку любое созидание – процесс творческий, и хотя ограничивается определенными традициями и схемами, но не канонизируется в своем формообразовании и эстетическом выражении.

Одним из главных условий постановки новых зданий всегда являлось их объемно-пространственное соотношение с историческим окружением. Устремление «привязывать» многими параметрами к соседним домам любую новостройку прошло через все стилиевые эпохи. И не случайно: положительные ассоциации всегда вызывали только те сооружения, которые удачно гармонировали со средой, в то время как резко диссонировавшие постройки чаще всего вызывали осуждение, а порой и возмущение. Правда, и эта особенность восприятия архитектуры не обошлась без курьезов: вспомним, например, какую

бурю негодования в тогдашней Франции вызвало известие о проекте Эйфелевой башни. Тогда не представлялось, каким будет Париж в будущем, его неповторимую архитектуру считали уничтоженной. На самом же деле это великолепное архитектурное и инженерное сооружение существенно обогатило историю мировой архитектуры и, в первую очередь, панораму Парижа.

Как правило, в большинстве новостроек отрицательно воспринимается прежде всего архитектурное решение фасадов, их плоскогеометрическая конфигурация. А ведь классическая архитектура приучила нас к тому, что объемно-пространственные соотношения требуют гармонии и благоприятно воспринимаются только спокойные пропорциональные соотношения, пластичные формы.

Успех в решении архитектуры некоторых фасадов в старой среде объясняется прежде всего соблюдением непреложных законов зодчества – пропорциональность соотношения объемов, соразмерность высот зданий, общий характер силуэта и согласование архитектурной выразительности фасадов. Как известно, наиболее положительно воспринимаемые пропорциональные соотношения объектов в городе 1:3, 1:4, 1:5.

Ритм исторической застройки желательно сохранять уравновешенным, спокойным. Однако не следует исключать новые акценты, если они выразительнее и совершеннее организуют силуэт застройки.

Итак, при постановке новых зданий в исторической среде не должен быть нарушен основной закон – сохранение гармонии и единства архитектурной среды. Даже если они создавались на протяжении нескольких эпох. Главные «статьи» закона – это соблюдение пропорциональных соотношений объемов и высот зданий, архитектурная выразительность, согласующиеся решения фасадов, обоснованный выбор цветовой гаммы [1, с.188].

При анализе проблем, возникших в связи с необходимостью создания новых объектов или целых комплексов в исторических сложившихся структурах, возможны несколько градостроительных подходов.

Первая ситуация. Сохраняется исторический город (центр), проводится его реконструкция и реставрация. Древние сооружения наделяются современными функциями.

Вторая ситуация. В границах старого города выборочно возводятся отдельные дома и сооружения.

В первой ситуации положительным фактором является сохранение цельности исторического облика, хотя реконструкция с элементами модернизации неизбежна. Особую сложность составляет реконструкция инженерных коммуникаций, расположенных в исторических культурных слоях, также представляющих несомненную ценность.

Во второй ситуации, при строительстве новых объектов в границах старого города, в исторической среде возникает ряд ограничений и сложностей, связанных с необходимостью сохранения всей суммы ценностей, формирующих исторический облик региона или города: органическое соединение нового со старым, их композиционная взаимосвязь, исключение диссонансности восприятия.

Следует подчеркнуть, что многие проблемы взаимосвязи нового со старым сохраняются еще на многие десятилетия, и процесс этот будет не простым. Следует избегать лишь «сувенирного» подхода к сбережению архитектурного наследия: необходимо всегда исходить из градостроительного аспекта, основанного на материальности наследия и требующего постоянного обновления, соответствующего уровню развития и совершенствования общества [1, с.191].

Для примера можно рассмотреть несколько случаев вписывания новых построек в историческую среду города Полоцка, как положительных, так и отрицательных.



Рисунок 1 – Вид на центральную часть г.Полоцка

В связи с послевоенным восстановлением почти разрушенного города, в его историческом центре возводилось большое количество жилых и административных зданий. Хотя в советский период, в особенности во время послевоенных реконструкций, уделялось не так много внимания сохранению и восстановлению архитектурно-исторического наследия, в Полоцке на исторических улицах мы видим вполне гармоничное сочетание нового и старого (рис.1). В центральной части города, имеющей наибольшую историческую ценность, в особенности на проспекте Ф. Скорины (К. Маркса) и улице Нижне-Покровской (Ленина), наблюдается в основном малоэтажная застройка (2-5 этажей), которая не спорит с более древней ни по высотности, ни по пластике фасадов (рис. 2).



Рисунок 2 – Перспективу улицы Крестовая замыкает Богоявленский собор. Полоцк

Одним из неудачных примеров можно считать дом по адресу пр. Ф. Скорины, 2, так называемый «дом с ушами». В 1976-1979 годах на месте разрушенного Николаевского собора (ранее костел Св.Стефана) было построено жилое девятиэтажное здание. Расположенный ранее на этом месте собор играл важную роль как градообразующий элемент и одна из основных высотных доминант в сформировавшемся и узнаваемом силуэте города. Конечно, новая постройка также имеет значительную этажность, чтобы являться вертикальным акцентом в панораме города, но не имеет достаточной пластики форм и художественной выразительности.

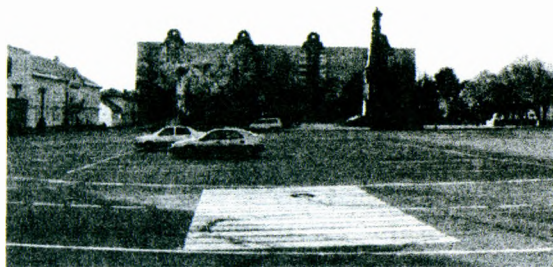


Рисунок 3 – Площадь Свободы в г.Полоцке

Так же отрицательным фактором является, что этот дом своей плоскостным объемом замыкает перспективу главного проспекта и не позволяет из центра города увидеть даже шпили Софийского собора, одного из наиболее ценных и красивых памятников архитектуры Полоцка. Данную ситуацию смягчает тот факт, что здание фланкирует дальнюю часть площади и за счет перспективного сокращения не «нависает» над окружающей малоэтажной застройкой (рис. 3).

В августе 2011 года был создан «Витебский областной центр олимпийского резерва по гребным видам спорта» с гостиницей «Парус» при нем (рис. 4). Данный комплекс расположен на берегу Западной Двины и включен в силуэт центральной части Полоцка. Пластика объемов и фасадные решения, как и пропорциональные соотношения, диссонируют с окружающей исторической средой.



Рисунок 4 – Гостиница «Парус» на берегу Западной Двины. Полоцк

Несомненно, что город в своем развитии претерпевает определенные изменения, но сохранность самой сути градостроительного построения исторических городов и узнаваемость их силуэтов является одной из важнейших задач при проектировании новых построек, ансамблей и кварталов (рис.5).



Рисунок 5 – Сравнение фотографий С. Прокудина-Горского 1912 года с современными видами
Ссылка <http://polotsk.retropc.org/pg.htm>

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Пруцын, О.И. Архитектурно-историческая среда / О.И. Пруцын, Б. Рымашевский, В. Бо-русевич; под ред. О.И. Пруцына; пер с пол. Гл. 6-15 М.В. Предтеченского-М.:Стройиздат, 1990. – 408 с.:ил.
2. Иконников, А.В. Архитектура города: Эстетические проблемы композиции. – М.: Стройиздат, 1972.-216 с.:ил.

УДК 338.364:657.922

Хоронжевская А.Ю., Удодова Е.Н., Хоронжевский Ю.А.

ИССЛЕДОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ ПЛОЩАДИ КОММЕРЧЕСКОЙ НЕДВИЖИМОСТИ НА СТОИМОСТЬ ЕЕ КВАДРАТНОГО МЕТРА

Введение. Стоимость квадратного метра коммерческой недвижимости формируется под влиянием ряда факторов.

Главным фактором, влияющим на стоимость квадратного метра коммерческой недвижимости, было и остается месторасположение.

На второе место по важности при формировании цены коммерческой недвижимости в последнее время выходит наличие удобной, а главное просторной парковки. Тем, кто хочет спокойно ставить машину у своего нового офиса, придется понести дополнительные траты.

Далее в ряду факторов, влияющих на стоимость коммерческого квадратного метра, следует класс офиса.

Также специалисты рынка коммерческой недвижимости заявляют о наличии зависимости стоимости одного квадратного метра от квадратуры помещения, предлагаемого для продажи. Данное различие вызвано тем, что, как правило, помещения с меньшей площадью обладают большим спросом по сравнению с помещениями большой квадратуры.

Предположительно данная зависимость будет усиливаться при появлении и развитии негативных экономических явлений в стране. К таким явлениям можно отнести рост инфляции, рост ставки рефинансирования, рост официального курса белорусского рубля и т.д. Данные явления напрямую будут влиять на благосостояние населения, а соответственно и снижать их покупательскую способность. Как следствие, будет расти спрос на помещения с небольшой площадью, на приобретение которых необходимы наименьшие финансовые растраты. В свою очередь собственники помещений большой площади с целью наискорейшей реализации недвижимости будут снижать стоимость.

Основная часть. Целью данного исследования являлось проведение анализа рынка административной недвижимости для выявления зависимости стоимости одного квадратного метра от площади помещения, предлагаемого для продажи. Методику определения данной корректировки мы разработали самостоятельно.

Для исследования использовался метод анализа парного набора данных. Данный метод реализовывался путем сопоставления двух или более объектов-аналогов, различающихся между собой только одним элементом сравнения, в качестве которого выступала площадь объекта. По результатам отбора информации [1, 2, 3] по объектам-аналогам составлялась таблица исходных данных по элементам сравнения, в которой указывались цены объектов-аналогов и элементы сравнения объекта оценки и объекта-аналога.

Таблица 1 – Таблица исходных данных

№ объекта-аналога	Площадь, кв.м.	Стоимость 1 кв.м.
1	12,2	1029
2	16	975
3	17,2	1029
4	20,8	606
5	20,8	606
6	26,2	1771
7	26,8	606
8	26,8	608
9	26,8	581
10	26,8	2435
11	27,4	606
12	27,4	608
13	27,5	606
14	27,5	608
15	27,6	606
16	27,6	608
17	27,8	606
18	27,8	580
19	27,8	2435
20	27,8	608
21	29,5	2260
22	30,3	1629
23	36	2864
24	36	608
25	36	606
26	36,4	181
27	42,6	207
28	43,3	606
29	43,3	607
30	43,3	1800

Продолжение таблицы 1

№ объекта-аналога	Площадь, кв.м.	Стоимость 1 кв.м.
31	45,8	1152
32	55,9	1051
33	69,1	893
34	70	891
35	75,5	367
36	81	1575
37	81	893
38	89,9	1329
39	92,2	213
40	99	787
41	139	730
42	158,8	989
43	216	977
44	252	1138
45	276,1	950
46	277	914
47	354,5	1059
48	475,2	126
49	559,9	658
50	846,7	1067

Предварительно стоимость объектов-аналогов корректировалась на состояние рынка, местоположение, состояние объекта оценки, материал стен и расположение помещений в здании.

В ходе исследования установлено, что средняя стоимость одного квадратного метра административной недвижимости, площадь которой находится в диапазоне от 1 до 80 кв.м, и стоимость одного квадратного метра административной недвижимости, площадь которой находится в диапазоне от 80 до 150 кв.м, отличается на -4,72%.

Средняя стоимость одного квадратного метра административной недвижимости, площадь которой находится в диапазоне от 80 до 150 кв.м и стоимость одного квадратного метра административной недвижимости, площадь которой выше 150 кв.м, отличается на -4,98%.

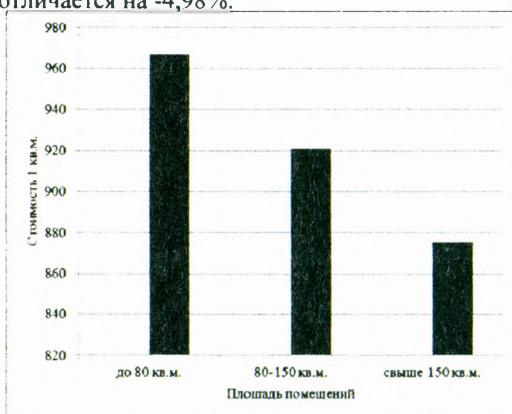


Рисунок 1 – Средняя стоимость 1 кв.м административной недвижимости в рамках представленного диапазона площадей

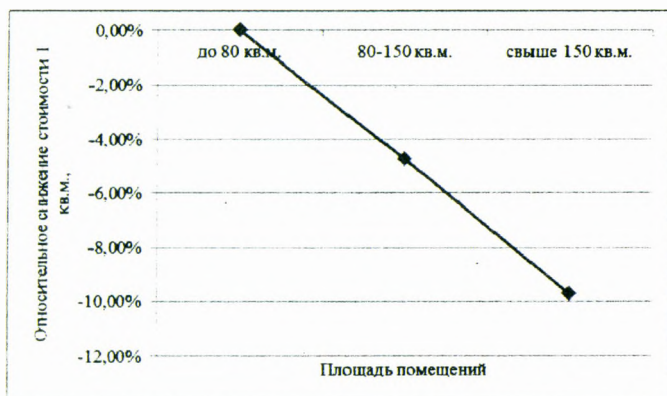


Рисунок 2 – Относительное снижение стоимости 1 кв. м административной недвижимости в зависимости от площади помещений

Заключение. Данная зависимость стоимости одного квадратного метра коммерческой недвижимости от площади может быть использована в качестве корректировки при сравнении объекта оценки с объектами-аналогами, если их площади находятся в разных диапазонах площадей, представленных выше. В данном случае в качестве единицы сравнения будет использоваться стоимость одного квадратного метра.

Корректировка будет положительной, если объект оценки имеет меньшую площадь по сравнению с объектом-аналогом, и будет отрицательной, если объект оценки имеет большую площадь по сравнению с объектом-аналогом, что соответствует правилу внесения корректировок, изложенному в ТКП 52.3.01-2012 [4].

Корректировка на размер помещений может быть отнесена к ряду корректировок, проводимых с использованием экспертного метода.

Корректировка должна производиться последней в ряду корректировок второй группы, так как выявленная зависимость была получена методом прямого сравнения, который исключает наличие отличий в сравниваемых объектах, за исключением элемента сравнения (в данном случае площади), принятого за основу данного метода.

В заключение необходимо отметить, что оценка влияние различных факторов на стоимость коммерческой недвижимости это весьма емкий и неоднозначный процесс, и для выявления точной зависимости необходима многократная статистическая обработка значительного количества информации, доступ к которой должен быть открыт для пользователей и проверен.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Первый инвестиционный портал Беларуси – Режим доступа: <http://www.investar.by/>
2. Интернет центр недвижимости – Режим доступа: <http://www.realt.by/>
3. Недвижимость и строительство в Беларуси – Режим доступа: <http://www.nest.by/>
4. Оценка стоимости объектов гражданских прав. Оценка стоимости капитальных строений (зданий, сооружений), изолированных помещений, машино-мест как объектов недвижимого имущества: ТКП 52.3.01-2012.

ТЕПЛОВАЯ РЕАБИЛИТАЦИЯ ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ СОВМЕЩЕННЫХ РУЛОННЫХ КРОВЕЛЬ

ВВЕДЕНИЕ

На сегодня более 90% всех эксплуатируемых многоэтажных жилых и общественных зданий в Республике Беларусь имеют совмещенную утепленную рулонную кровлю с прямым размещением слоев. Столь значительное количество эксплуатируемых зданий с совмещенной рулонной кровлей обусловлено тем, что в начале 70-х годов прошлого века в СССР началась реализация программы по развитию полносборного жилищного строительства. Основными аргументами этой программы в пользу массового применения совмещенных рулонных кровель при новом строительстве были:

- повсеместно налаженное промышленное изготовление многопустотного настила из сборного железобетона;
- существенная экономия материальных и трудовых ресурсов по сравнению с чердачными крышами;
- сравнительно простая (по сравнению со скатными крышами) технология возведения таких крыш.

Учитывая, что в конце 70-х – начале 90-х годов прошлого века технологический процесс устройства совмещенных утепленных кровель из рулонных материалов был достаточно трудоемким и уровень механизации работ по их устройству составлял около 30%, специалистами было рекомендовано теплоизоляционный слой выполнять из плитных материалов. Применение плитных утеплителей позволяет исключить из конструктивного решения совмещенных утепленных кровель из рулонных материалов выравнивающую стяжку и тем самым более чем на 30...35% уменьшить трудоемкость ручных операций, а также снизить собственный вес конструкции кровли почти на 60%.

Анализ проектно-сметной документации и натурные обследования технического состояния эксплуатируемых совмещенных утепленных кровель из рулонных материалов [1...5, 13] показали, что в зданиях, построенных в 1965...1995 гг., в качестве плитного утеплителя в жилых и общественных зданиях применены *газосиликатные блоки*; в зданиях промышленного назначения – *минераловатные плиты на битумном связующем*.

Лабораторные исследования материала образцов *газосиликатных блоков*, отобранных из совмещенных кровель, эксплуатируемых в течение 15...20 лет, показали [1...6]:

- плотность материала составляет 600...650 кг/м³;
- весовая влажность материала утеплителя в местах кровли, не имеющих протечек, не превышает 12%. Техническое состояние газосиликатных блоков можно оценить как «удовлетворительное»^{*};
- в местах протечек кровли весовая влажность материала утеплителя достигает 39%. Техническое состояние газосиликатных блоков можно оценить как «неудовлетворительное» – силикат представляет собой вязкую массу.

Фактическое значение сопротивления теплопередаче (R_T) совмещенных покрытий кровель, не имеющих протечек, составляет около 1,55 м²×°С/Вт.

^{*} Влажность 12% была принята в качестве расчетной в [9].

Выполненные детальные обследования совмещенных кровель с утеплителем из минераловатных плит на битумном связующем, эксплуатируемых в течение 15...20 лет, и результаты лабораторных исследований материала утеплителя [1, 5, 13], показали:

- фактическая (зафиксированная) плотность материала утеплителя составляет от 350 кг/м^3 до 450 кг/м^3 . Следует отметить, что максимальная плотность минераловатных плит на битумном связующем, на момент их применения при строительстве (ГОСТ 10140-80, ГОСТ 12394-66), не превышала 200 кг/м^3 ;
- толщина слоя утеплителя по сравнению с проектной уменьшилась:
- на 40...45% – для кровель с неармированной выравнивающей стяжкой;
- более чем на 30% в совмещенных кровлях с армированной стяжкой[†].

Фактические значения сопротивления теплопередаче (R_T) совмещенных покрытий, не имеющих протечек кровли, составили $1,45...1,5 \text{ м}^2 \times ^\circ\text{C/Вт}$.

По результатам выполненных исследований можно сделать следующий вывод. Учитывая, что фактические значения сопротивления теплопередаче совмещенных покрытий эксплуатируемых зданий существенно ниже R_T норм, $=3,0 \text{ м}^2 \times ^\circ\text{C/Вт}$ [6], проблема тепловой реабилитации эксплуатируемых совмещенных утепленных кровель из рулонных материалов при их ремонте и реставрации является актуальной.

На сегодня отсутствуют эффективные технологии, позволяющие выполнить непосредственно на кровле восстановление теплотехнических характеристик плитных утеплителей. В качестве основного конструктивно-технологического решения тепловой реабилитации эксплуатируемых совмещенных утепленных кровель из рулонных материалов при их ремонте и реставрации рекомендуется полная замена материала теплоизоляционного слоя [10...12]. Однако такой способ тепловой реабилитации совмещенной кровли является сложным и трудоемким технологическим процессом, включающим в себя различные по номенклатуре общестроительные и ремонтные работы, выполняемые на высоте – это практически полный демонтаж существующей кровли, с последующим устройством новой.

Ввиду больших трудовых и материальных затрат и в следствие этого высокой стоимости, данный способ не нашел массового применения при решении проблемы энергосбережения в строительстве.

Для уменьшения затрат труда и стоимости работ по тепловой реабилитации эксплуатируемых совмещенных покрытий авторы статьи предлагают дополнительную теплозащиту уже существующей кровли выполнять без демонтажа существующей кровли.

КОНСТРУКТИВНОЕ РЕШЕНИЕ ИНВЕРСИОННОЙ КРОВЛИ

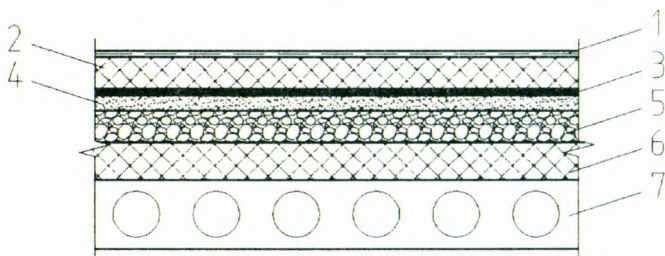
Анализ проектно-сметной документации, результаты обследования технического состояния эксплуатируемых утепленных совмещенных кровель [1...5, 13] позволили установить, что кровли практически всех общественных зданий, школ, дошкольных и детских лечебных заведений, административных и бытовых зданий, построенных с 1975 года по 1992 год, имеют следующее конструктивное решение. По несущей конструкции покрытия (как правило, многослойная сборная ж/б плита) уложены: пароизоляция; слой теплоизоляции (лег-

[†] Согласно действующим нормам проектирования [7]: устройство выравнивающей стяжки по слою теплоизоляции из минераловатных плит на битумном связующем обязательно по пожарным нормам; армированная выравнивающая стяжка из цементно-песчаного раствора выполнялась толщиной 25 мм; неармированная - толщиной 40 мм.

кобелонные блоки, минераловатные плиты на битумном связующем и др.); разуклонка (гравий керамзитовый); выравнивающая цементно-песчанная стяжка; рулонный водоизоляционный ковер. С учетом наиболее распространенного конструктивного решения эксплуатируемых утепленных совмещенных кровель на рисунке 1 приведено рекомендуемое к применению конструктивное решение утепления существующих кровель, т.е. устройство инверсионной кровли.

Следует отметить, что предлагаемое конструктивное решение утепления существующих кровель можно эффективно эксплуатировать даже в случае разрушения или отсутствия пароизоляции. Роль пароизоляции для предлагаемого конструктивного решения утепления выполняют слои существующего водоизоляционного ковра.

Для снижения нагрузки на существующие несущие конструкции покрытия рекомендуется в качестве дополнительной теплоизоляции использовать негорючие минераловатные плитные утеплители, по которым разрешена наклейка водоизоляционных материалов без устройства выравнивающей стяжки.



1 – рулонный водоизоляционный ковер с защитной посыпкой; 2 – слой теплоизоляционных минераловатных плит сверхжестких (по расчету); 3 – рулонный водоизоляционный ковер (существующий); 4 – цементно-песчанная стяжка; 5 – слой гравия керамзитового по уклону (существующий); 6 – слой теплоизоляции (существующий); 7 – ж/б многопустотная плита покрытия (существующая)

Рисунок 1 – Конструктивное решение инверсионной кровли

ТЕХНОЛОГИЯ ПРОИЗВОДСТВА РАБОТ

До начала работ по устройству дополнительной теплоизоляции необходимо выполнить следующие подготовительные технологические операции:

- очистить поверхность существующей кровли от посторонних предметов и мусора;

- выполнить ремонт выравнивающей стяжки на участках кровли, где она разрушена или имеет просадки более 10 мм [12];

- устранить дефекты водоизоляционного ковра [12].

По завершении подготовительных технологических операций приступают непосредственно к устройству инверсионной кровли.

Плитный утеплитель укладывают на подготовленное основание в 1 слой. Толщина плит принимается согласно выполненному теплотехническому расчету.

Для обеспечения требуемых уклонов кровли до укладки плит утеплителя выполняется нивелирование поверхности на площади не менее одной захватки. Работы по устройству дополнительной теплоизоляции покрытия выполняют в следующей последовательности.

Площадь делянки разбивают на полосы шириной 3 м. С помощью нивелира по границам делянки устанавливают маячные плиты. Затем приступают к ук-

ладке маячных плит по границам полос. Правильность укладки маячных плит постоянно контролируется с помощью нивелира.

По завершению работ по укладке маячных рядов изолировщики приступают к укладке рядовых плит. Для предохранения теплоизоляционных материалов от повреждений, укладку плит следует вести «на себя». При укладке плитного утеплителя следят за плотностью прилегания их к основанию, друг к другу и к смежным конструкциям. Если зазоры в швах между плитами превышают 5 мм, то их заполняют теплоизоляционным материалом.

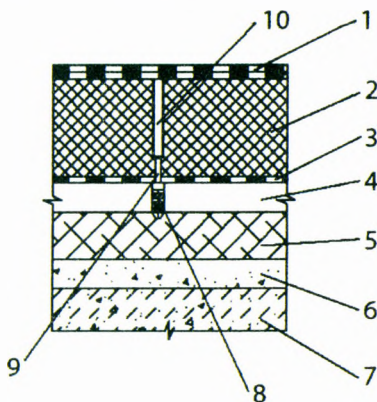
Крепление плитного утеплителя к существующему основанию кровли выполняется механическим способом. Для этого используют телескопический соединитель GOK-35 с шурупом WOT-120 и распорным дюбелем K08x60 производства фирмы «KOELNER» (см. рис. 2). Данное крепление рассчитано на усилие выдергиванию из бетона класса C12/15 с 2,42 кН.

Распорным дюбелем K 08x60 можно закреплять плитный утеплитель к слою цементно-песчаной стяжке, если она имеет толщину не менее 35 мм. При разработке проекта производства работ необходимо экспериментальным путем определить усилие анкеровки дюбелей в материале стяжки. Расчетное усилие должно быть не менее 0,4 кН. Количество анкеров на 1 м² площади утепления должно быть не менее:

- в зоне вдоль карнизов кровли шириной 1,5 м: не менее 4-х на 1 м² кровли;
- в средней части кровли: не менее 2-х на 1 м² кровли;
- вдоль вентшахт и выступающих стен: через 300 мм.

В случае, если закрепить плитный утеплитель распорным дюбелем K 08x60 к слою цементно-песчаной стяжки не представляется возможным, крепление осуществляют к несущей конструкции покрытия.

Работы по наклейке водоизоляционного ковра по плитному утеплителю выполняются в соответствии с требованиями действующих нормативных документов [8].



- 1 – рулонный водоизоляционный ковер с защитной посыпкой; 2 – слой теплоизоляции из минераловатных плит сверхжестких (по расчету); 3 – рулонный водоизоляционный ковер(существующий); 4 – цементно-песчаная стяжка; 5 – слой гравия керамзитового по уклону (существующий); 6 – слой теплоизоляции (существующий); 7 – ж/б многопустотная плита покрытия (существующая); 8 – распорный дюбель K 08x60 (KOELNER); 9 – шуруп WOT-120 (KOELNER); 10 – телескопический соединитель GOK-35(KOELNER)

Рисунок 2 – Деталь утепления существующей кровли

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Результаты натурных обследований технического состояния совмещенных утепленных рулонных кровель с прямым размещением слоев показали, что основной причиной, приводящей к снижению их теплотехнических параметров, являются изменения физико-механических характеристик материалов плитных утеплителей в процессе эксплуатации – плотность материала и его весовая влажность.

На сегодня отсутствуют методики, позволяющие прогнозировать изменения физико-механических характеристик материалов плитных утеплителей в процессе эксплуатации в ограждающих конструкциях, и, в частности, в совмещенных кровлях. Основным препятствием в её разработке является то, что в настоящее время не представляется возможным смоделировать действующие на утеплители эксплуатационные (климатические) воздействия в лабораторных условиях. Исследования, выполненные Цветковым А.К., показали, что смоделировать их нельзя также и силовыми и циклическими нагрузками [14]. Объясняется это тем, что механизм разрушения полимеров (минвата, пенопласт и др.) при воздействии влаги или температуры, а тем более при их совместном действии (что имеет место в реальных условиях эксплуатации) на стесненный образец не однозначен воздействию циклической нагрузки на образец с постоянной влажностью.

В связи с этим можно сделать следующий вывод. Сегодня объективную оценку влияния эксплуатационных (в первую очередь – климатических) воздействий на физико-механические и теплотехнические характеристики материалов теплоизоляционного слоя совмещенных кровель можно получить, проведя лабораторные испытания образцов взятых из эксплуатируемых совмещенных кровель зданий (сооружений), которые предназначены (специально построены) для проведения павильонных исследований.

Учитывая, что павильонные исследования в странах СНГ не проводятся, для прогнозирования изменения физико-механических характеристик материалов новых полимерных плитных утеплителей в процессе эксплуатации в ограждающих конструкциях, можно рекомендовать использовать результаты лабораторных испытаний образцов, прошедших экспонирование на открытом воздухе.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Черноиван, В.Н. К оценке технического состояния эксплуатируемых совмещенных рулонных кровель / В.Н. Черноиван, С.Н. Леонович, Н.В. Черноиван // Строительная наука и техника – 2011. – № 3(36) – С. 47–51.
2. Оценка технического состояния строительных конструкций столовой в д. Новоселки Каменецкого района: отчет по х/д / Брестский гос. техн. ун-т; рук. В.Н. Черноиван. – Брест, 2007. – 54 с. – х/д № 07/114.
3. Оценка технического состояния строительных конструкций здания яслей-сада №14 по ул. Дзержинского, 78 в г. Кобрине: отчет по х/д / Брестский гос. техн. ун-т; рук. В.Н. Черноиван. – Брест, 2007. – 89 с. – х/д № 07/283.
4. Оценка технического состояния строительных конструкций здания детского дошкольного учреждения в д. Остромечье Брестского района: отчет по х/д / Брестский гос. техн. ун-т; рук. В.Н. Черноиван. – Брест, 2006. – 77 с. – х/д № 06/342.
5. Заключение о состоянии конструкций наружных стен, покрытия и кровли здания СДЮШОР в г. Кобрине с рекомендациями по их дальнейшей эксплуатации: отчет по х/д / Брестский гос. техн. ун-т; рук. В.Н. Черноиван. – Брест, 2004. – 59 с. – х/д № 04/281.
6. Технический кодекс установившейся практики. Строительная теплотехника. Строительные нормы проектирования: Изменение №1 ТКП 45-2.04-43-2006. – Введ. 01.07.09. – Мн.: Минстройархитект РБ., 2009. – 3 с.

7. Строительные нормы и правила. Кровли: СНиП II-26-76. – Введ. 01.01.76. – М.: Госстрой СССР, 1976. – 21 с.

8. Технический кодекс установившейся практики. Кровли. Строительные нормы проектирования и устройства: ТКП 45-5.08-277-2013. – Взамен СНБ 5.08.02-2000; Введ. 01.06.2013. – Мн.: Минстройархитект. РБ, 2013. – 23 с.

9. Технический кодекс установившейся практики. Строительная теплотехника. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-2.04-43-2006. – Введ. 01.07.07. – Мн.: Минстройархитект РБ., 2007. – 32 с.

10. Устинов, Б.С. Ремонт кровель из рулонных материалов с полной заменой старых слоев новыми / Б.С. Устинов // Промышленное строительство. – 1991. – №4. – С. 18-20.

11. Ройтман, А.Г. Ремонт и реконструкция жилых и общественных зданий / А.Г. Ройтман, Н.Г. Смоленская. – М.: Стройиздаг, 1978. – 234 с.

12. Беляев, Л.И. Повышение долговечности кровель / Л.И. Беляев // Жилищное строительство. – 1997. – №11. – С. 19–22.

12. Черноиван, В.Н. Устройство и ремонт совмещенных рулонных кровель / В.Н. Черноиван. – Брест: Издательство УО «БрГТУ», 2004. – 151 с.

13. Черноиван, В.Н. Реабилитация совмещенных утепленных рулонных кровель / В.Н. Черноиван, Н.В. Черноиван. – Кишинев: LAP Lambert Academic Publishing, 2014. – 93 с.

14. Цветков, А.К. Исследование влияния температурно-влажностных воздействий на изменение внутренних напряжений в клееных деревянных конструкциях: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / А.К. Цветков. – М, 1977. – 163 с.

УДК 691.168

Шабанов Д.Н., Пузиков Р.В.

ОСОБЕННОСТИ ДЕФОРМАЦИОННЫХ ХАРАКТЕРИСТИК БЕТОНА И ПРИМЕНЕНИЕ ИХ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ

На данный момент трудно представить себе стройку, будь то строительство многоэтажного жилого комплекса или небольшого домика на даче без использования строительной арматуры. В странах СНГ всё большим спросом пользуются новые технологии, достаточно прочно укрепившиеся на Западе и показавшие целесообразность своего применения. Одной из таких технологий является применение стеклопластика для армирования бетонных изделий. Стеклопластиковая арматура по праву занимает все более прочные позиции в современном строительстве. Изучается зависимость относительных деформаций (в дальнейшем ϵ) от рецептурно-технологических факторов. После этого был поставлен трехуровневый шестифакторный эксперимент, спланированный по плану Хартли и служащий для построения полиномиальных регрессионных моделей [1], [2]. Предварительный анализ показал, что признак ϵ линейно зависит от P (нагрузки). Линейный коэффициент корреляции между ϵ и P равен 0,826. После этого был проведен сравнительный анализ значений основных характеристик при различных значениях факторов и полученная величина относительной деформации $\epsilon_{\min} = 0,005$. Арматура из стеклопластика (еще в 60-х годах прошлого века) получила распространение в качестве альтернативы металлической.

Бетон как материал для железобетонных конструкций должен обладать вполне определенными, наперед заданными физико-механическими свойствами: необходимой деформативностью, хорошим сцеплением с арматурой, достаточной плотностью (непроницаемостью) для защиты арматуры от коррозии.

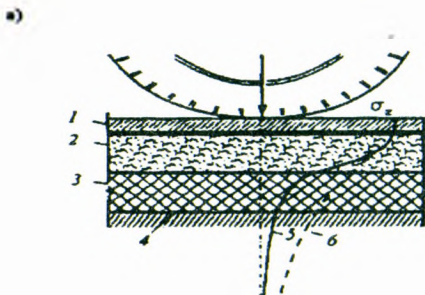
Структура бетона оказывает большое влияние на прочность бетона. Чтобы уяснить этот вопрос, рассмотрим схему физико-химического процесса образования бетона.

Исследования показали, что теории прочности, предложенные для других материалов, к бетону неприменимы. Зависимость между составом, структурой бетона, его прочностью и деформативностью представляет собой задачу, над которой работают исследователи. Суждения о прочности и деформативности бетона основаны на большом числе экспериментов, выполненных в лабораторных и натуральных условиях.

В зависимости от эксплуатационных дорожных условий (горизонтальные участки, прямолинейные в плане, участки с продольным уклоном, участки на кривых в плане, участки на кривых в продольном профиле и др.), а также от режима движения (равномерное движение с постоянной скоростью, ускоренное или замедленное движение и др.) в процессе движения автомобиля по дороге на дорожную одежду действуют различные силы взаимодействия между колесами автомобиля и дорожной конструкцией.

К ним относятся силы, нормальные к поверхности проезжей части, и силы, касательные к поверхности проезжей части, которые, в свою очередь, подразделяют на силы, направленные вдоль траектории движения колес, или продольные, и силы, направленные перпендикулярно к траектории движения колес, или поперечные.

Нормальная сила давления колеса (от веса автомобиля), воздействующая на дорожную одежду, является основной расчетной нагрузкой для ее проектирования и расчета на прочность.



1 – покрытие; 2 – основание; 3 – дополнительный слой основания; 4 – подстилающий грунт;
5 – напряжения в дорожной одежде; 6 – напряжения в однородном грунте
а – эпюра вертикальных напряжений σ_z

Рисунок 1 – Напряжения от колес автомобилей в многослойной дорожной одежде

Воздействие автомобиля на дорожную одежду характеризуется нагрузкой, приходящейся на ось, удельным давлением в зоне контакта колеса автомобиля с покрытием, временем приложения нагрузки, частотой ее повторения и динамичностью приложения. Величина осевой нагрузки зависит от грузоподъемности автомобиля, количества осей и схемы их расположения. Время приложения нагрузки зависит от скорости движения автомобиля. Указанные показатели автомобильных нагрузок определяют их воздействие на дорожную одежду, ее напряженно-деформированное состояние, износ, работоспособность и срок службы. Основные факторы, являющиеся причинами образования и накопления деформаций и появления разрушений конструктивных элементов автомобильных дорог в процессе эксплуатации, по отношению к условиям работы этих элементов можно разделить на внешние, не зависящие от дороги, и внутренние, непо-

средственно зависящие от дороги. Главными из них являются внешние факторы, к которым относится воздействие автомобильной нагрузки и природно-климатических условий. Статические и динамические вертикальные (нормальные) и касательные (тангенциальные) силы, передаваемые колёсами транспортных средств через дорожную одежду на земляное полотно, вызывают напряжения и деформации в его теле, вследствие чего земляное полотно изнашивается и разрушается.

При достижении недопустимых напряжений в грунте земляного полотна возникают существенные деформации в виде осадок, расползания насыпей, сползания откосов и т.д. Величина допустимых напряжений в грунте зависит от его физико-механических свойств, которые, в свою очередь, зависят от типа грунта, степени его уплотнения и влажности. Кроме того, под действием природно-климатических факторов могут возникать деформации и разрушения земляного полотна, которые в начальной стадии не оказывают влияния на состояние дорожной одежды. Это различные формы разрывов земляного полотна, выдувание обочин и др. Однако эти деформации и повреждения должны быть немедленно устранены, поскольку при дальнейшем их развитии разрушение дороги примет общий характер.

Под деформацией понимают изменение размеров или формы тела без уменьшения его массы и без потери сплошности. Разрушение - это изменение размеров и формы тела с изменением (уменьшением) массы тела или потерей сплошности. В практической деятельности все виды деформаций и разрушений часто относят к дефектам состояния дороги, которые включают в себя также отступления от проектных решений или нормативных требований по геометрическим параметрам, инженерному оборудованию и обустройству дорог, организации и безопасности движения, эксплуатационному состоянию дорог и др.

Причиной возникающих деформаций могут быть проектные ошибки и строительные недостатки, недостатки в содержании и ремонте, условия эксплуатации дорог, природно-климатические факторы. Чаще всего причиной возникновения деформаций является сочетание нескольких из перечисленных факторов, действующих одновременно. На правильно спроектированной, построенной и эксплуатируемой дороге в пределах межремонтных сроков службы дорожных одежд и покрытий не должно быть разрушений (кроме износа покрытий), но могут быть деформации в допустимых пределах.

Для того чтобы объективно оценить свойства бетона, нам их нужно каким-то образом измерить. Основной элемент полупроводникового тензодатчика – сверхтонкая прямоугольная плёнка монокристалла кремния, прикреплённая для удобства обращения к подложке.

Аналого-цифровой преобразователь (АЦП) – устройство, преобразующее входной аналоговый сигнал в дискретный код (цифровой сигнал). Обратное преобразование осуществляется при помощи цифро-аналогового преобразователя (ЦАП). Аналоговый сигнал в АЦП преобразуется в последовательность цифровых значений. Следовательно, необходимо определить частоту выборки цифровых значений из аналогового сигнала.

Тарировка датчиков осуществляется с помощью тарировочного устройства. Тарировочным устройством подается входной сигнал и проводится измерение величины входного тока, чем определяется зависимость $I=f(\epsilon)$. Для тарировки (градуировки) короткобазового датчика кольцевого типа служит пикнометрическая установка (на рис. 2).



Рисунок 2 – Пикнометрическая установка

Кольцевые упругие элементы обоснованы наилучшими технико-метрологическими характеристиками по сравнению с другими формами преобразователей. Тарировочная установка представляет собой металлическую основу с двумя видами тензодатчиков, соединенную посредством стержней с пикнометром, обеспечивающим нагружение. Тензодатчики должны работать синхронно при плотном их касании друг с другом рабочими частями. Данная установка является основой измерительного прибора, разработанного Ю.В. Попковым. Прибор получил название «индикаторный тензометрический преобразователь деформаций». Особенностью прибора является совмещение преимуществ механических и электрических тензометров, что повышает надежность результатов измерений и автоматизацию записи в процессе испытаний железобетонных конструкций.

Простейшим из них может служить прямолинейный отрезок тонкой проволоки, закрепленной с помощью клея на контролируемой детали. При деформации детали одновременно будет деформироваться и наклеенная проволока (тензодатчик). Значит, будут изменяться длина проводника, площадь поперечного сечения и удельное сопротивление материала проводника вследствие изменения структуры материала. Материал проволоки тензодатчика имеет высокую прочность и упругость.

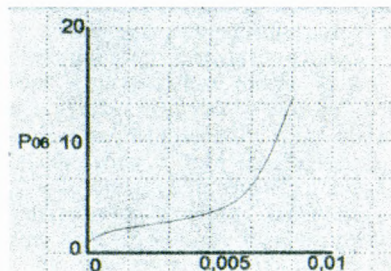
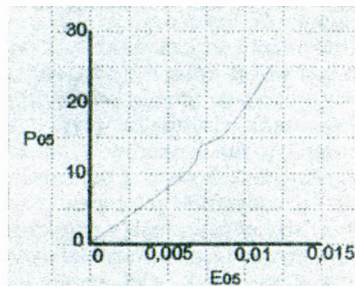
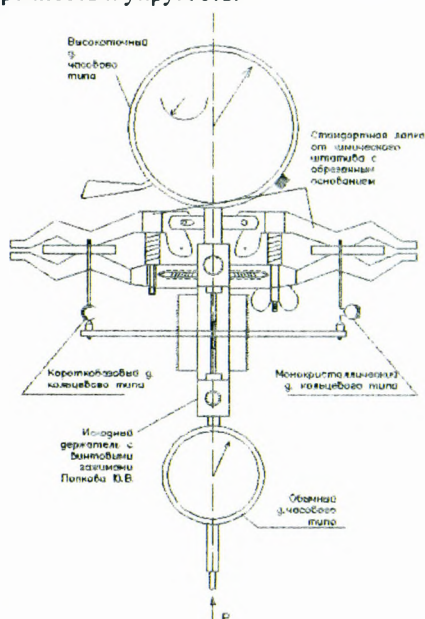


Рисунок 3 – Схема измерителя деформаций и графики зависимости деформаций от нагрузки

Со временем хотелось бы сделать покрытие наших дорог лучше и устойчивее к износу. В нашем университете был разработан способ, который улучшил бы свойства бетона для дорожных покрытий (увеличилась бы износостойкость) – стеклопластиковая арматура (СПА).

Применение композитной стеклопластиковой арматуры увеличивает срок службы конструкций в 2-3 раза по сравнению с применением металлической арматуры, особенно при воздействии на них агрессивных сред, в том числе содержащих хлористые соли, щелочи и кислоты. Стоит также отметить, что стеклопластиковая арматура довольно неприхотлива к условиям эксплуатации. Так, арматура может использоваться при различных температурных режимах, от – 70 и до +100 градусов Цельсия. Стеклопластиковая арматура практически не подвержена коррозии и имеет более длительный срок службы. Также, чтобы арматура работала эффективно в дорожном покрытии, её нужно связать в каркас. Вот примеры такого каркаса (рис. 4).

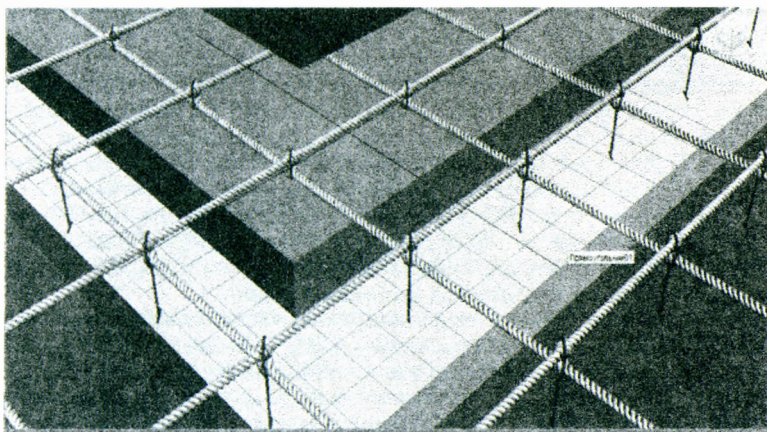


Рисунок 4 – Арматурный каркас

Известен способ изготовления композитной неметаллической арматуры [1], включающий термообработку пучка волокон, формование поперечного профиля и полимеризацию связующего в термокамерах, причем формование изделия производится при протягивании пучка волокон, пропитанных полимерным связующим, через последовательно установленные термокамеры с фильерами постепенно уменьшающегося сечения, и поперечная обмотка осуществляется перед последней термокамерой.

Недостатком данного способа является невозможность изготовления композитной арматуры периодического профиля с высокими анкерующими свойствами.

Известен способ изготовления композитной неметаллической арматуры [2], включающий протягивание сформированного и пропитанного полимерным связующим полотна из нитей ровинга через отжимное устройство, устройство спиральной намотки и полимеризационную камеру.

Недостатком данного способа является невысокая производительность.

Известен также способ изготовления композитной арматуры [3], выбранный в качестве прототипа, включающий пропитку волокон связующим, формование поперечного профиля, полимеризацию связующего за счёт термообработки. Причем

формование и обмотку поперечного профиля производят в четыре этапа. На первом этапе формируют плоское или фигурное полотно путем протягивания пучка волокон через матрицу со щелевым каналом. На втором этапе формируют цилиндрический профиль арматуры путем протягивания пучка волокон через матрицу с цилиндрическим каналом. На третьем этапе формируют профиль арматуры путем спиральной намотки первого обмоточного жгута. На четвертом этапе производят доводку профиля арматуры путем спиральной намотки второго обмоточного жгута.

Недостатком известного способа является ограниченная область применения в связи с изготовлением композитной арматуры только определенного периодического профиля. Кроме того, получаемая по известному способу композитная арматура обладает невысокими анкерующими свойствами, обусловленными недостаточной площадью сцепления арматуры с бетоном, а также особенностью ее профиля, образованного отдельными элементами, снижающими анкерующие свойства арматуры по сравнению с цельнообразованным профилем.

Задачей изобретения является расширение области применения способа изготовления композитной арматуры периодического профиля и повышение ее анкерующих свойств.

Поставленная задача достигается тем, что способ изготовления композитной арматуры периодического профиля включает пропитку волокон связующим, формование поперечного профиля и полимеризацию связующего за счет термообработки. При этом формование профиля производят сматыванием ровингов с бобин, распределением их поровну на два потока, пропитыванием полимерным связующим, подачей ровингов каждого потока в отдельную фильеру с получением двух жгутов, которые подвергают завивке, путем обвода одного из жгутов вокруг другого жгута с образованием петли, последующим ее затягиванием и многократным повторением процесса завивки.

Основным отличительным признаком заявляемого изобретения является иной способ формирования поперечного профиля композитной арматуры, благодаря чему возможно получение композитной арматуры с различной высотой рифа и шагом завивки.

Использование заявляемого изобретения позволит создавать арматуру периодического профиля с различной высотой рифа и шагом завивки, что обеспечит расширение области применения способа и позволит улучшить качество арматуры за счет повышения ее анкерующих свойств. Из всего этого вытекает вывод: стеклопластиковая арматура является достойной альтернативой металлическим изделиям. Такие важные качества, как долговечность, износостойкость являются главными и первостепенными в дорожном покрытии, поэтому целесообразней применять СПА, чем металлическую арматуру в дорожном строительстве.

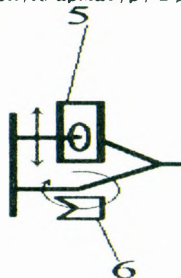


Рисунок 5 – Узел, изобретенный в университете

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Мурашко, Г.В. Принципы построения телеметрии потенциально-опасных объектов / Г.В. Мурашко, С.В. Решетник, В.Н. Мурашко, С.А. Юхневич // Цифровая обработка информации и управление в чрезвычайных ситуациях. – 2000. – Ч. 2.
2. Ботвин, К.В. Автоматизированное определение прочностных характеристик материалов / К.В. Ботвин, В.Ф. Шумилова. – 1992 – Т. 64.
3. Шабанов, Д.Н. Деформативные свойства силикатных материалов на основе отходов литейного производства / Д.Н. Шабанов, И.Б. Сороговец, В.И. Москалев, И.А. Котенков.
4. Методика лабораторных исследований деформаций и прочности бетона арматуры и железобетонных конструкций / Под редакцией канд. техн. наук В.В. Макаричева, 1962.
5. Федорков, Б.Г. Микросхемы ЦАП и АПЦ: функционирование, параметры, применение / Б.Г. Федорков, В.А. Телец, 1990.

УДК 666.972.16

Шведов А.П., Лазаренко О.В.

ВЛИЯНИЕ СУЛЬФАТА НАТРИЯ НА СОХРАНЯЕМОСТЬ БЕТОННЫХ СМЕСЕЙ С ДОБАВКОЙ СУЛЬФИРОВАННЫХ ТЯЖЁЛЫХ СМОЛ ПИРОЛИЗА

Сохраняемость удобоукладываемости бетонной смеси – это время, в течение которого смесь в процессе своего выдерживания, после приготовления, теряет удобоукладываемость в пределах величин, указанных в нормативах. Сохраняемость свойств бетонной смеси становится важным показателем в режиме реального времени, когда мы знаем время транспортирования бетона и температурные условия.

Оценка сохраняемости удобоукладываемости бетонной смеси заключается в получении и оценке данных об изменении свойства в течение определенного времени. Условия хранения пробы бетонной смеси от момента ее отбора до момента испытания должны соответствовать температурно-влажностным условиям транспортирования и укладки бетонной смеси. Первое испытание следует выполнять непосредственно после окончания перемешивания смеси, а второе и последующие – через каждые 30 мин до окончания испытания. Для каждого испытания следует использовать отдельную новую пробу бетонной смеси. На основе результатов определения сохраняемости бетонную смесь относят к одному из классов по сохраняемости (табл. 1).

Таблица 1 – Классы бетонных смесей по сохраняемости

Класс смеси		Сохраняемость, мин
Обозначение	Характеристика сохраняемости	
0,4	Низкая	Менее 20
С-2	Средняя	20-60
С-3	Высокая	Более 60

Централизованное заводское изготовление бетонных смесей имеет большие технико-экономические преимущества, поскольку смеси, изготовленные на полностью механизированных и автоматизированных заводах, имеют высокое качество. Типовой цикл приготовления бетонной смеси включает следующие операции (табл. 2).

Таблица 2 – Операции цикла приготовления бетонной смеси

Операция	Продолжительность(сек.)
Загрузка заполнителя	5
Загрузка цемента	15
Сухое перемешивание	20
Загрузка воды	20
Загрузка добавок	
Окончательное время приготовления	20
Время выгрузки	26-36
Подготовка к замесу	4-6
Время цикла	110-122

Транспортирование бетонной смеси к месту укладки должно обеспечить сохранение ее однородности и степени подвижности. При выборе способа транспортирования необходимо учитывать дальность и скорость перевозки, подвижность смеси и экономичность способа. Наиболее эффективным средством транспортирования являются автобетоносмесители, которые загружают на заводе сухими компонентами и в пути следования или на строительном объекте готовят бетонные смеси, возможно, когда автобетоносмеситель загружается готовой бетонной смесью и служит только средством транспортирования.

Технические характеристики автобетоносмесителей стран СНГ приведены в табл. 3.

Таблица 3 – Технические характеристики автобетоносмесителей

Показатель	Автобетоносмесители						
	СБ-92 А-1	СБ-92 В-1	СБ-92 В-2	СБ-92 В-4	СБ-159А	СБ-159Б	
Геометрический объем смесительного барабана, м ³	8	8	8	8	8	8	8
Емкость смесительного барабана по выходу готовой бетонной смеси, м ³ (при объемной массе смеси, т/м ³)	4 (2,25)	4 (2,25)	5 (1,95)	5 (1,95)	4,5 (2)	4...5 (2,2)	4,5...5 (2,1)
Темп выгрузки, м ³ /мин	0,5...2	0,5...2	0,5...2	1	0,5...2	0,5...2	0,5...2
Показатель	Автобетоносмесители						
	СБ-172-1	СБ-211	СБ-214	СБ-230	СБ-234	СБ-239	581470
Геометрический объем смесительного барабана, м ³	10	14	10	7,5	14	14	12
Емкость смесительного барабана по выходу готовой бетонной смеси, м ³ (при объемной массе смеси, т/м ³)	5,4...5,9 (2...2,15)	8 (2)	5...6 (2...2,4)	4 (1,63)	8 (2,1)	8 (1,8)	7 (1,8)
Темп выгрузки, м ³ /мин	0,5...2	0,5...2	0,5...2	0,5...2	0,5...2	0,5...2,2	0,5...2,2

Продолжение таблицы 3

Показатель	Автобетоносмесители						
	АБС-03	АБС-4	АБС-5	АБС-6			
Геометрический объем смесительного барабана, м ³	10	10	10	10	10	10	10
Емкость смесительного барабана по выходу готовой бетонной смеси, м ³ (при объемной массе смеси, т/м ³)	5 и 6 (2,2 и 1,83)	3,6 - 4 (2,4)	4,9 - 5 (2,4)	5,7 - 6 (2,4)	5,2 - 6 (2,4)	5,1 - 6 (2,4)	4,9 - 6 (2,4)
Темп выгрузки, м ³ /мин	1	1	1	1	1	1	1
Показатель	Автобетоносмесители						
	АБС-7			АБС-8	АБС-9	ТАМ2601Т26Б-БМ	
Геометрический объем смесительного барабана, м ³	10	10	10	10	10	10, 12	
Емкость смесительного барабана по выходу готовой бетонной смеси, м ³ (при объемной массе смеси, т/м ³)	5,1 и 7 (2,4)	5 и 7 (2,4)	5,1 и 7 (2,4)	7,9 и 8 (2,4)	7,9 и 9 (2,4)	6 (2,2)	
Темп выгрузки, м ³ /мин	1	1 - 2	1 - 2	1 - 2	1 - 2	0,5 - 2	

Сохраняемость удобоукладываемости бетонной смеси – это её свойство сохранять требуемую удобоукладываемость в течение заданного времени от ее первоначальных значений после затворения до минимально допустимых по условиям качественного уплотнения. Анализ данных таблиц 2 и 3 показывает, что только заполнение миксера бетонной смесью в заводских условиях занимает от 5,5 до 16,3 мин, а выгрузка от 2 до 16 мин, т.е. без учёта времени в пути около 30 мин., поэтому вопрос сохранения заданной марки по удобоукладываемости в течение установленного времени приобретает особое значение.

В работе [1] предлагается суперпластификатор для товарного бетона, обеспечивающий повышенную жизнеспособность пластифицированных бетонных смесей и не вызывающий замедление набора прочности в ранние сроки, включающий нейтрализованные продукты гомополимеризации формальдегида, полученные в результате автокатализируемого процесса полимеризации формальдегида в присутствии гидроксида кальция, и соли полигидроксикарбоновых кислот в виде щелочных или щелочноземельных производных соединений общей формулы $R(CNOH)_nCOOH$, где $n \geq 2$, а $R=COOH$ или CH_2OH , в соотношении, мас.ч.:

нейтрализованные продукты гомополимеризации формальдегида 1,0 соли полигидроксикарбоновых кислот 0,05-0,2.

Автор работы [2] на основании выполненных исследований пришёл к выводу, что введение сульфата, даже совместно с НФС (т.е. при мягком варианте регулирования гидратации C_3A), привело к увеличению кажущейся подвижности на 6 см, а сохраняемости – более чем в 2 раза. Аналогичные результаты получены и при испытаниях одной из последних разработок фирмы – суперпластификатора «Полипласт Премиум».

В работе [3] предложен неионный сополимер простого и сложного полиэфира для продления удобоукладываемости в цементной смеси, содержащей гидравлический цемент и воду, где сополимер содержит остатки, по крайней мере, следующих мономеров: Компонента А, представляющего собой, по крайней мере, один этиленненасыщенный мономер сложного эфира карбоновой кислоты, содержащий гидролизующийся в цементной смеси фрагмент, где гидролизованный остаток мономера содержит активный участок связывания для компонента цементной смеси; и, по крайней мере, одного Компонента В, представляющего собой, по крайней мере, один этиленненасыщенный мономер алкенилового эфира, содержащий, по крайней мере, одну C_{2-4} оксиалкиленовую боковую группу, состоящую из 1-30 звеньев; и, по крайней мере, одного Компонента С, представляющего собой, по крайней мере, один этиленненасыщенный мономер алкенилового эфира, содержащий, по крайней мере, одну C_{2-4} оксиалкиленовую боковую группу, состоящую из 31-350 звеньев; где молярное соотношение Компонента А к сумме молярных соотношений Компонента В и Компонента С составляет 1:1-10:1.

В ряде работ [4, 5, 6, 7] рассматривается получение пластифицирующей добавки в бетонные смеси на основе использования тяжёлых смол пиролиза жидких и/или газообразных углеводородов.

Количественное содержание компонентов ТСП достаточно точно представлено в работе [8], данные которой приведены в табл. 4.

Таблица 4 – Количественное содержание компонентов ТСП, %мас.

№	Компоненты	Фракционирование
1	3-Метил-(2)-1,3,5,-гексатриен	0,11
2	1,3-Циклогептадиен	0,20
3	1,3-бис (метилен)-циклопентен	0,13
4	Толуол	0,59
5	1-Этинил-3-метилен-циклопентен	0,06
6	Стирол	0,23
7	3,4,7,7-тетрагидро-4,7метано-1Н-инден	0,33
8	Инден	1,13
9	Метил-дициклопентадиен	0,82
10	1Метил-2-циклопропен-1-ил-бензол	0,94
11	1-Метил-1,2-пропан-диенил-бензол	0,13
12	2-Метилинден	0,83
13	Диметил-дициклопентадиен	0,14
14	1,4-Дигидронафталин	0,61
15	Нафталин	14,37
16	1,3-Диметил-1Н-инден	0,23
17	2-Метилнафталин	2,45
18	1-Метилнафталин	2,02
19	Дифенил	9,02
20	2-Этилнафталин	0,21
21	1-Этилнафталин	0,10
22	2,7-Диметилнафталин	0,09
23	1,6-Диметилнафталин	0,19
24	1,4-Диметилнафталин	0,11
25	Дифенилметан	0,09
26	2,3-Диметилнафталин	0,1
27	4-Метил-1,1 -Бифенил	0,29
28	Аценафтен	0,15

Продолжение таблицы 4

29	3-Метил-1,1-Бифенил	0,04
30	Флуорен	0,28
31	9-Метил-9Н-Флуорен	0,1
32	Фенантрен и антрацен	0,14
33	Нелетучая часть	-52
34	Не идентифицированные вещества	-10

При взаимодействии фракций тяжёлой смолы пиролиза с концентрированной серной кислотой протекают несколько параллельных процессов:

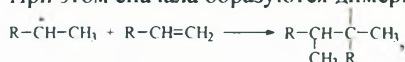
- 1) реакции сульфирования;
- 2) катализируемые кислотой реакции полимеризации непредельных соединений;
- 3) катализируемое серной кислотой алкилирование отдельных соединений.

Все эти реакции в процессе реагирования смол пиролиза с серной кислотой протекают одновременно, но преимущественное развитие в начале процесса получают реакции полимеризации непредельных соединений, а в конце - реакции алкилирования непредельными соединениями.

Непредельные углеводороды в присутствии серной кислоты подвергаются полимеризации, идущей по карбонийионному механизму:



При этом сначала образуются димеры:



а затем тримеры, тетрамеры и т.д., вплоть до продуктов относительно высокой степени полимеризации. При этом серная кислота выделяется в свободном виде.

Различные непредельные соединения полимеризуются по-разному. Легкокипящие непредельные соединения полимеризуются очень глубоко с большим выделением тепла. Продуктом их полимеризации являются густые и вязкие смолы очень сложного строения. Образование продуктов высокой степени полимеризации способствует увеличению вязкости, уменьшению растворимости полимеров в воде. В связи с этим процесс полимеризации следует остановить на более ранней стадии.

В результате реакций полимеризации получаемые соединения имеют разное строение и разную молекулярную массу. Во многих работах отмечается необходимость использования в составе суперпластификаторов комплекса соединений различного состава и строения. Варьируя соотношение серной кислоты и тяжёлых смол пиролиза, можно получать добавки в бетонные смеси с различным содержанием сульфата натрия. Влияние сульфата натрия на характеристики бетона представлены в табл. 5. В опыте 4 добавка получена с минимально возможным содержанием сульфата натрия, но в процессе приготовления бетонной смеси сульфат натрия введён дополнительно.

Таблица 5 – Влияние сульфата натрия на сохраняемость подвижности бетонных смесей

Сульф. ТСП, %	Na ₂ SO ₄ , % от сульф. ТСП	Осадка конуса, см.			
		сразу	30 мин.	60 мин.	90 мин.
0,9	13	21	20	18	10
0,9	16	21	22	20	15
0,9	20	19	17	11	7
0,9	13+3	20	18	11	6

Анализ данных табл. 3 позволяет сделать следующие предварительные выводы:

- для синтеза добавки на основе сульфированных тяжёлых смол пиролиза с целью получения бетонных смесей с повышенной сохраняемостью удобоукладываемости необходим оптимальный избыток серной кислоты;
- невозможно добавлением сульфата натрия в нейтрализованные продукты сульфирования тяжёлых смол пиролиза получить бетонные смеси с повышенной сохраняемостью удобоукладываемости.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Суперпластификатор для товарного бетона: пат. 2246459 Российской Федерации, МПКС04В24/04, С04В24/06, С04В24/22/ А.И. Вовк, А.А. Дмитриев, М.Г. Злотников, Г.Н. Тузенко. – № 2001126924/04; заявл. 05.10.2001.
2. Вовк, А.И. Суперпластификаторы в бетоне: еще раз о сульфате натрия, наноструктурах и эффективности // Технология бетонов. – 2009. – №5. – С. 18–19.
3. Сополимерная примесная система для сохранения удобоукладываемости цементных композиций: пат. № 2526461 Российской Федерации, МПКС04В24/26С04В26/02С08F220/18 С08F220/26С08F283/06С08F290/06/ Клаус ЛОРЕНЦ, Александер КРАУС, Томас ВИКЕРС, Сузанне ЛИАНОПОУЛО, Махалеван ВИСВАНАТ. – Подача заявки: 10.06.2009.
4. Способ получения пластификатора для бетонных смесей: а. с. 1094274 СССР, МКИ С11Д 3/065 / И.Н. Ахвердов, Л.Ф. Калмыков, В.Г. Тетерук, А.П. Шведов, С.Ф. Якубовский, Э.А. Шиманский, В.И. Чайков, В.И. Лукашевич. – № 3509719/31-04; заявл. 22.01.1982.
5. Способ получения пластификаторов бетонных смесей: а. с. 1427779 СССР, МПК С07С 139/06 / А.Д. Беренц, Е.Я. Гамбург, В.В. Сасковец, Л.Ф. Калмыков, В.Р. Фаликман, К.Г. Чесновицкий, В.Г. Тетерук, В.О. Мейнцнер, В.Г. Батраков, А.П. Шведов. – № 4193756/31-04; заявл. 10.02.1987.
6. Способ получения пластификатора бетонных смесей: пат. 2233253 Российской Федерации, МПКС04В24/16, С04В28/02 / Н.Б. Урьев, А.П. Ижик – № 2002127479/04; заявл. 15.10.2002.
7. Способ получения пластификатора для цементных систем: пат. 12015Респ Беларусь, МПК С04В 24/00 / А.П. Шведов, С.Ф. Якубовский, В.В. Хорушкин. – № 20051301; заявл. 26.12.2005.
8. Хроматографическое определение химического состава тяжёлых смол пиролиза / М.А. Лебедева [и др.] // Известия Томского политехнического университета. – 2010. – Т. 316. – № 3. – С. 102-105.

УДК 693.22.004.18

Шейда О.Ю., Батяновский Э.И.

ВЛИЯНИЕ ДОБАВКИ «УКД-1» НА СОХРАНЕНИЕ СВОЙСТВ БЕТОННОЙ СМЕСИ

Введение

Развитие в Беларуси производства структурированных углеродных наноматериалов (УНМ) [1-3], а также накопленные данные об эффективности их применения в цементном бетоне [4-8] поставили на повестку дня необходимость их практического использования. С учетом того, что эффективность УНМ проявляется в ускорении твердения и повышении прочности бетона в малых дозировках (0,05...0,0005% от массы цемента), одним из направлений применения УНМ явилось введение их в состав комплексной химической добавки в бетон с целью усиления действия ускоряющего его твердение компонента. Одновременно этот компонент способен «адсорбировать» своей поверхностью дисперсные частицы углеродного наноматериала, имеющие положительный заряд, обеспечивая тем самым равномерное распределение малых количеств УНМ в объеме цементного теста на стадии приготовления бетона. С появлением новой добавки «УНМ-1» на рынке Беларуси потребовалось проведение исследований ее эффективности в бе-

тоне и, в частности, ее влияния на свойства цемента, технологические свойства бетонных смесей, кинетику твердения и свойства бетона. Основные результаты исследований влияния добавки «УКД-1» на сохранение формовочных свойств бетонных смесей разной исходной подвижности при изменении температуры и условий хранения (транспортирования), представленные в настоящей статье, обеспечивают достижение цели, заключающейся в разработке рекомендаций по транспортированию бетонных смесей с добавкой «УКД-1» для монолитного строительства при круглогодичном ведении бетонных работ.

Влияние различных факторов на формовочные свойства бетонной смеси

Составы бетона для исследований. В таблице 1 приведены исходные данные по составам и свойствам бетонных смесей и приготовленного из них бетона, которые использовались в исследованиях. Дозировка химических добавок (исследуемой «УКД-1» и принятой для сравнения – сульфата натрия (Na_2SO_4 , СН), который входит в комплекс «УКД-1» в качестве ускорителя твердения) принята соответствующей 1% от массы цемента (МЦ) по сухому веществу как наиболее рациональная; для сульфата натрия – по рекомендациям источников [9, 10], а для «УКД-1» по собственным исследованиям автора, приведенным в источнике [11].

Влияние температуры. В экспериментах принят диапазон температуры бетонной смеси тяжелого конструкционного бетона от 5°С до 30°С, как наиболее характерный для климатической зоны Беларуси при круглогодичном ведении работ, включая требования к температуре смесей ТКП 45-5.03-21-2006 [13] для зимнего периода работ.

На рисунках 1 и 2 приведены данные (частично, промежуточные результаты для $t = 12 \dots 15^\circ\text{C}$ и $t = 18 \dots 22^\circ\text{C}$ опущены) об изменении формуемости бетонной смеси (во всех случаях среднее по 2-м определениям здесь и далее) составов (по таблице 1) №№ 2, 7, 12 (низкопластичная смесь) и №№ 5, 10, 16, 17 (пластичная и литая (по СТБ 1035-96)) [12] под влиянием температуры наружного воздуха ($t_{\text{нв}}$). При этом температура бетонной смеси ($t_{\text{см}}$) соответствовала условию: $t_{\text{см}} = t_{\text{нв}}$, для температуры среды в (5...8)°С; (12...15)°С и (18...22)°С; при $t_{\text{нв}} = (25 \dots 30)^\circ\text{C}$ температура смеси начальная равнялась (18...20)°С. В последнем случае объем пробы бетона на период ожидания в процессе эксперимента укрывали жестким паронепроницаемым колпаком. Указанные диапазоны температуры обеспечивали, выполняя эксперименты в разные периоды весны-лета 2013 г. При этом сухие приготовленные смеси при температуре (5...8)°С предварительно охлаждали, а при $t = (25 \dots 30)^\circ\text{C}$ – подогревали примерно до средней указанного диапазона. Естественная температура среды соответствовала указанной в конкретных вариантах эксперимента.

Таблица 1 – Характеристики бетонных смесей и бетона

№ п/п	Класс бетона	Формуемость бетонной смеси		Марка цемента	Расход составляющих (кг) на 1 м ³ бетона:				Средняя плотность, кг/м ³	Водоцементное отношение бетона
		«Ж», с	«ОК», см		Ц	П	Ш _ц	В		
А. Составы без добавок:										
1	C ^{12/15}	7...8	–	M400	245	760	1230	155	2390	0,63
2	C ^{12/15}	–	3...4	M400	275	765	1200	160	2400	0,58
3	C ^{12/15}	–	12...14	M400	380	685	1100	201	2365	0,53
4	C ^{25/30}	–	3...4	M500	385	620	1180	176	2350	0,46
5	C ^{25/30}	–	12...14	M500	465	590	1090	208	2350	0,45

Продолжение таблицы 1

Б. Составы с добавкой 1 % СН от МЦ										
6	$C^{12}/_{15}$	7...8	–	M400	235	740	1280	145	2400	0,62
7	$C^{12}/_{15}$	–	3...4	M400	270	738	1230	147	2380	0,56
8	$C^{12}/_{15}$	–	12...14	M400	360	720	1100	182	2370	0,50
9	$C^{25}/_{30}$	–	3...4	M500	364	670	1185	161	2380	0,44
10	$C^{25}/_{30}$	–	12...14	M500	442	625	1100	195	2360	0,44
В. Составы с добавкой 1% «УКД-1» от МЦ										
11	$C^{12}/_{15}$	7...8	–	M400	220	825	1240	122	2410	0,55
12	$C^{12}/_{15}$	–	3...4	M400	247	785	1250	130	2415	0,52
13	$C^{12}/_{15}$	–	12...14	M400	340	755	1150	163	2380	0,48
14	$C^{12}/_{15}$	–	21...23	M400	405	720	1065	180	2370	0,44
15	$C^{25}/_{30}$	–	12...14	M500	345	725	1175	145	2395	0,42
16	$C^{25}/_{30}$	–	21...23	M500	420	720	1065	175	2380	0,41
17	$C^{12}/_{40}$	–	12...14	M500	400	695	1150	156	2405	0,39

Данные рисунков 1 и 2 подтверждают прямую зависимость ухудшения формуемости бетонной смеси и с добавками и без них с повышением температуры смеси и окружающей среды. Обобщая данные приведенных графиков приходим к выводу, что с введением в бетон комплексной добавки 1% «УКД-1» от МЦ период сохраняемости формовочных свойств зависит от температуры смеси и окружающей среды и составляет для низкопластичных смесей период до 120...90 мин. при температуре 5...30°С соответственно (по критерию снижения «остаточной» осадки конуса, но не менее 1 см); для пластичных бетонных смесей с добавкой 1% «УКД-1» (состав № 13) период их сохранности соответствует до 90 мин. для $t_{нн} \sim (5...8)^\circ\text{C}$, до 75 мин. для $t_{нн} \sim (12...15)^\circ\text{C}$, до 60 мин для $t_{нн} \sim (20...30)^\circ\text{C}$. Сохраняемость свойств литой бетонной смеси, полученной с применением добавки «УКД-1», в пределах марки П5 сохраняется до 30 мин. при $t_{нв} \sim (5...15)^\circ\text{C}$ и 15... 20 мин. при $t_{нв} \sim (20...30)^\circ\text{C}$.

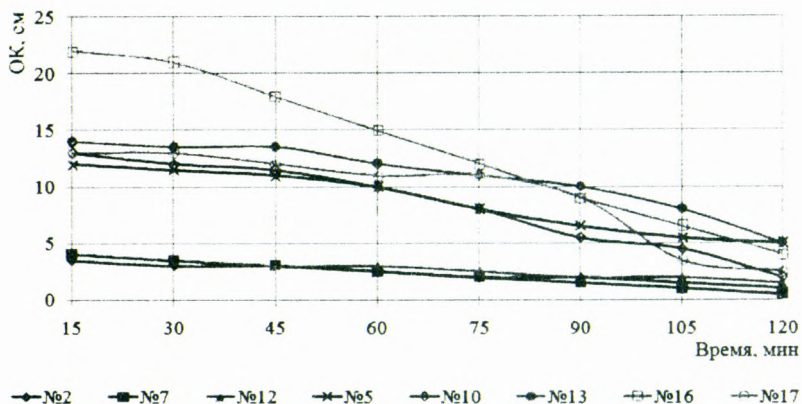


Рисунок 1 – Изменение формуемости бетонных смесей (ОК, см) за период (в мин.) от момента приготовления при температуре наружного воздуха $t_{нн} = 5...8^\circ\text{C}$

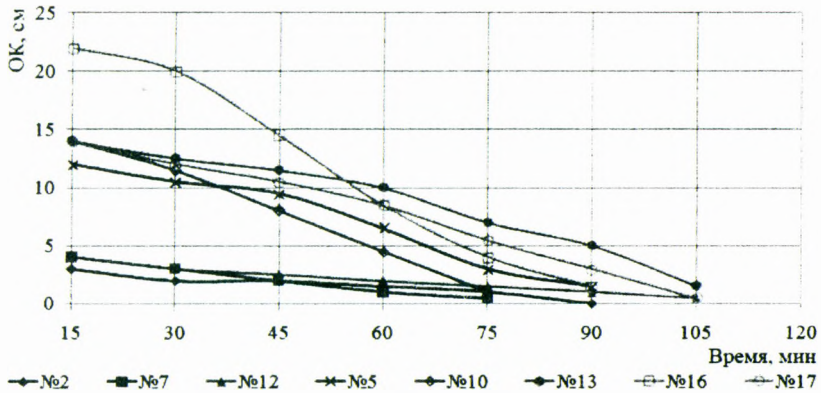


Рисунок 2 – Изменение формуемости бетонных смесей (ОК, см) за период (в мин.) от момента приготовления при температуре наружного воздуха $t_{\text{нв}} = 25...30^{\circ}\text{C}$

Влияние свойств цемента. На рисунке 3 приведены экспериментальные данные, отражающие зависимость изменения подвижности бетонных смесей с исходной формуемостью (удобоукладываемостью) марок «П1»; «П3» и «П5» от свойств цемента различных заводов Беларуси при хранении приготовленной смеси до момента испытаний в неподвижном (статическом) состоянии. Температура бетонной смеси и окружающей среды соответствовала $18...22^{\circ}\text{C}$. Бетонную смесь готовили с объемом замеса в 20 л, выгружали из смесителя на поддон и только непосредственно перед испытанием пробу перемешивали в течение 60 с.

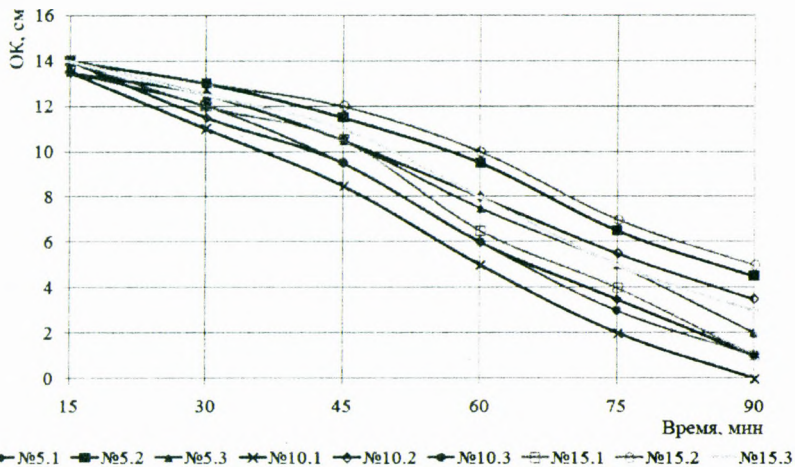


Рисунок 3 – Изменение формуемости бетонных смесей (ОК, см) за период (в мин.) от момента приготовления в зависимости от свойств цемента: №№5.1, 10.1, 15.1 – цемент БЦЗ, М500; №№5.2, 10.2, 15.2 – цемент Кричевцементношифер, М500; №№5.3, 10.3, 15.3 – цемент Крассельскстройматериалы, М500

Результаты экспериментов подтверждают взаимосвязь жизнеспособности бетонной смеси (способности сохранять формуемость во времени) с минералогическим и вещественным составом цемента. Например, цементы марок М400 и М500 Белорусского цементного завода характеризуются суммарным содержанием клинкерных минералов: $C_3S + C_3A$, примерно равным 63 % и 68,5 % соответственно; т.е. же марки цемента «Красносельскстройматериалы»: ≈ 56 и 60 % (в статье эти данные не приводятся). Именно эти минералы портландцементного клинкера гидратируются с наибольшими скоростями и, соответственно, наиболее быстро связывают воду затворения, что сопровождается потерей подвижности бетонной смеси.

Влияние механического воздействия. На рисунках 4 и 5 приведены результаты экспериментов, показывающие изменения подвижности низкопластичной бетонной смеси (составы №№ 2, 7 и 12) и пластичной (№№ 3, 8, 13) на примере бетона класса $C^{12}/_{15}$. Бетонную смесь перемешивали (в лабораторном бетоносмесителе принудительного принципа действия) в течение 2 (только на стадии приготовления бетона), 15 и 30 минут, имитируя вариант ее транспортирования с постоянным (или периодическим, но в целом продолжительным) побуждением в пути следования. Учитывая, что частота вращения лопастей вала лабораторного бетоносмесителя принудительного действия в 6 раз и более превышает скорость вращения барабана автобетоносмесителя, интенсивность воздействия на смесь примерно сопоставима с вероятным воздействием на нее в процессе реального транспортирования автобетоносмесителем. Температура бетонной смеси и окружающей среды в этих экспериментах соответствовала 18...22 °С.

Увеличение времени перемешивания до 30 мин. не вносит существенных изменений в показатель формуемости смеси, определенный сразу после выгрузки. Однако появляется тенденция ее незначительного снижения, что, на наш взгляд, связано со следующим. В частности, с увеличением времени перемешивания бетонной смеси нарастает эффект увеличения площади поверхности твердой фазы, способной адсорбировать воду. Во-первых, за счет возрастающего во времени процесса дезагрегации (распадения) цементных флоккул и вступления в контакт (и реакцию) с водой дополнительных реакционно-способных поверхностей вяжущего.

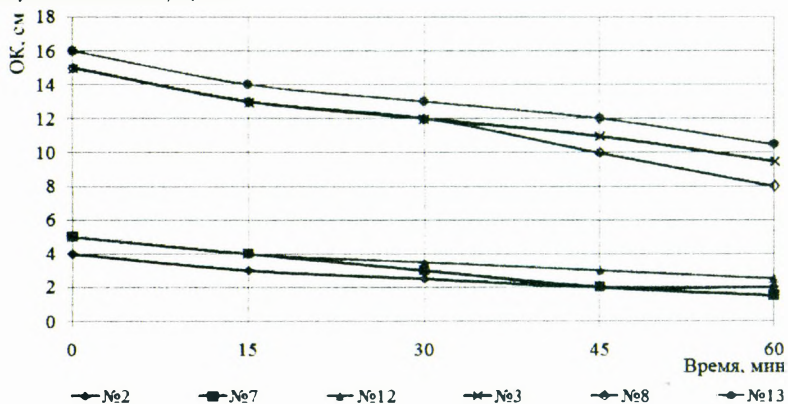


Рисунок 4 – Изменение формуемости бетонных смесей (ОК, см) за период (в мин.) от момента приготовления при продолжительности перемешивания смеси 2 мин.

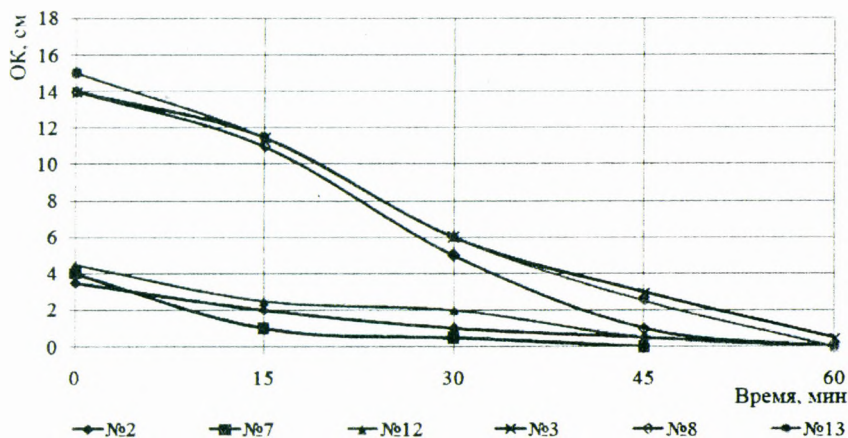


Рисунок 5 – Изменение формуемости бетонных смесей (ОК, см) за период (в мин.) от момента приготовления при продолжительности перемешивания смеси 30 мин.

Во-вторых, сказывается переход пылевидных частиц, удерживаемых поверхностью заполнителей, в объем цементного теста. Это приводит к дополнительному перераспределению жидкости и ее связыванию поверхностью дисперсных частиц пылевидных фракций. В-третьих, возникающее в процессе перемешивания полидисперсной массы, насыщенной зернами твердой фазы крупного и мелкого заполнителей, являющихся своеобразными мелющими телами, силы трения (постоянно нарушая (срывая) «пленки» воды и продуктов гидратации с поверхности частиц цемента) активизируют поверхностные силы частиц вяжущего, что способствует ускорению процессов гидролиза-гидратации цемента. Отмеченные эффекты дополняются постоянными нарушениями стабильности в формировании вокруг цементных зерен реакционных оболочек, которые в статическом состоянии системы «цемент-вода» достаточно быстро формируются, уплотняются и начинают сдерживать развитие гидратационного процесса.

Исследуемая комплексная добавка «УКД-1» обеспечивает некоторый рост подвижности пластичной смеси сразу после выгрузки при продолжительном перемешивании (очевидно из-за более равномерного распределения в объеме цементного теста и бетона пластифицирующего компонента добавки, чем это имеет место при традиционном времени перемешивания) и несколько стабилизирует пластические свойства во времени. Однако эффект этот (из-за развития ранее изложенных процессов) непродолжителен и не превышает 30 мин. от времени выгрузки смеси. Вместе с тем, можно сделать вывод, что при продолжительном перемешивании (побуждении в пути следования) смеси с добавкой «УКД-1» имеет место достаточный по продолжительности (до 30 мин.) период для работы с ней на объекте (для подачи и укладки бетона в опалубку).

Водоотделение и раствороотделение. Подача бетонных смесей в опалубку современными способами (особенно бетононасосами и пневмонагнетанием) и качество (однородность) укладки бетона зависит от подверженности пластичных смесей расслоению. В свою очередь гомогенность (однородность) бетонной смеси, содержащей крупный заполнитель, зависит от ряда факторов: свойств цемента, начального водосодержания, соотношения и свойств заполни-

телей и других, среди которых существенным является влияние введенных в состав бетона химических добавок. В этой связи было необходимым исследовать влияние добавки «УКД-1» на характеризующие однородность бетонной смеси показатели – водоотделение и раствоороотделение, которые экспериментально определены в сопоставлении с равноподвижными смесями марок «П1» и «П3» без добавок.

Водоотделение бетонных смесей – это проявление передозировки воды над необходимым ее количеством, которое может быть удержано частицами твердой фазы в бетоне за счет потенциала ее поверхности. Наибольшей «водоудерживающей» способностью в бетоне обладает цемент, т.к. именно вяжущее из-за своей дисперсности характеризуется наибольшим значением потенциала поверхности. Чистые заполнители плотных горных пород (кварц и полевой шпат, являющиеся основой песка; гранитообразующие породы щебня) обладают меньшим потенциалом поверхности, который возрастает с увеличением в заполнителях доли мелких фракций за счет повышения удельной поверхности их.

Таким образом, физическая основа проявления эффекта водоотделения (результаты приведены в таблице 2) – это наличие в бетоне жидкости в количестве, которое превышает некоторый предел суммарных сил поверхности твердой фазы, входящей в его состав.

В результате проявления сил гравитационного притяжения (седиментации), а также эффекта контракции (стяжения, уменьшения объема или гидратации цемента) цементного теста из объема бетона мигрирует «свободная» (не связанная) вода и накапливается на поверхности конструкции (изделия) или образцов.

Таблица 2 – Водоотделение пластичных бетонных смесей

Номер состава бетона по таблице 1, наличие добавки, осадка конуса, см	Масса сосуда со смесью, г	Масса отделившейся воды, г	Показатель водоотделения по СТБ 1545-2005, %	Снижение показателя, %
№2; без добавок; ОК ~ 4 см	2450	13,6	1,51	-
№12; 1% «УКД-1»; ОК ~ 4 см	2477	10,1	1,12	27,4
№5; без добавок; ОК ~ 13 см	2414	18,7	2,08	-
№15; 1% «УКД-1»; ОК ~ 14 см	2462	11,4	1,27	38,9

Методика экспериментов (при объеме мерного сосуда – 1 л) соответствовала изложенной в п.8.4; СТБ 1545-2005 [14], поэтому не приводится. Во всех случаях объем бетонной смеси, укладываемой на 1,5 часа в мерный сосуд (отбор собирающейся воды – через каждые 15 мин.) был равен 900 см³ (0,9 л). Составы бетона для сравнительных испытаний приняты по таблице 1, в частности, равноподвижные для марки «П1» – №2 (класс $C^{12}/_{15}$, содержание цемента 275 кг, $B/I \sim 0,58$) и №12 ($C^{12}/_{15}$; $I = 275$ кг; $B/I \sim 0,52$; 1% «УКД-1»); для марки «П3» – №5 ($C^{25}/_{30}$; $I = 465$ кг; $B/I \sim 0,45$) и №15 ($C^{25}/_{30}$; $I = 345$ кг; $B/I \sim 0,42$; 1% «УКД-1»). Из результатов экспериментов, представленных в таблице 2, следует, что равноподвижные бетонные смеси с добавкой «УКД-1» характеризуются меньшим (на ~ 25% для марки «П1» и ~ (35...40)% для марки «П3») водоотделением по сравнению со смесями без добавок.

Следует отметить, что абсолютные величины полученных данных по водоотделению смесей не имеют принципиального значения, но сравнение их показы-

вает эффективность использования добавки «УКД-1» с позиций повышения качества бетона. Причины снижения водоотделения смесей с добавкой, очевидно связаны и обуславливаются двумя основными факторами. Во-первых, уменьшение расхода цемента (т.е. объема цементного теста, из которого «уходит» отделяемая под действием сил тяжести и эффекта контракции вода). А во-вторых, за счет снижения начального водосодержания бетона от эффекта пластификации добавки «УКД-1». В совокупности эти факторы обусловили снижение на (25...40)% водоотделения бетонных смесей в рамках выполненных экспериментов.

Раствороотделение бетонных смесей характеризует ее расслаиваемость при динамическом воздействии, возникающем при транспортировании и уплотнении бетона. Сущность определения этой характеристики заключается в проявлении расслоения смеси под воздействием динамических импульсов, результате которого появляются различия состава исходного бетона в верхней и нижней части образца в процессе вибрирования на лабораторной виброплощадке со стандартными параметрами (амплитуда: $A \sim 0,5 \pm 0,05$, мм; частота: $f \sim 2900 \pm 100$, кол/мин.).

Эти различия состава оцениваются по содержанию растворной составляющей бетона в верхней и нижней части мерного сосуда (объем 5 л) после вибрирования пластичных смесей марок «П1» и «П2» в течение 25 с, марки «П3» – 10 с, марок «П4» и «П5» – в течение (7...3)с. Показатель раствоороотделения бетонной смеси определяют как соотношение разницы масс растворной составляющей бетона в верхней (0,5h) и нижней (0,5h) части испытываемого слоя высотой «h», отнесенной к их общей массе и выраженной в процентах.

Эксперименты по определению раствоороотделения бетонных смесей и зависимости этого явления от наличия в составе добавки «УКД-1» по методике СТБ 1545-2005 [14] на составах бетона подвижностью марок «П1» и «П3», классов $C^{12}/_{15}$ (№2 и №12) и $C^{25}/_{30}$ (№5 и №15) по таблице 1, а их результаты приведены в таблице 3.

Таблица 3 – Раствороотделение бетонных смесей

Номер состава бетона по таблице 1, наличие добавки, осадка конуса, см	Масса бетонной смеси, г:		Масса щебня, г:		Масса раствора, г:		Показатель раствоороотделения, П, %	Снижение показателя, %
	в верхней части	в нижней части	в верхней части	в нижней части	в верхней части	в нижней части		
№2; без добавок; ОК ~ 4 см	6108	5892	2973	3027	3135	2865	4,5	-
№12; 1% «УКД-1»; ОК ~ 4 см	5970	6105	2950	3301	3020	2804	3,7	~ 18
№5; без добавок; ОК ~ 13 см	5985	5765	2678	2972	3307	2993	5,0	-
№15; 1% «УКД-1»; ОК ~ 14 см	6055	5985	2886	3054	3169	2931	3,9	22

Анализ данных по раствоороотделению смесей с добавкой «УКД-1» (№12 и №15) и без добавок (№2 и №5) отражает ту же тенденцию, что и ранее полученные экспериментальные данные по водоотделению бетонных смесей ука-

занных составов (таблица 2). То есть и при статическом хранении бетонных смесей с добавкой «УКД-1» (водоотделение) и при динамическом воздействии вибрацией (раствороотделение) более устойчивы к расслоению смеси с добавкой. Общая тенденция в обоих вариантах испытаний подчеркивает общность причин, обеспечивающих более высокую степень однородности равноподвижных бетонных смесей: с добавкой «УКД-1» равная подвижность (и одинаковая прочность бетона) обеспечиваются при уменьшенном объеме цементного теста (расходе цемента) и снижении начального водосодержания. При этом, в рамках выполненных экспериментов, снижение показателя раствороотделения для равноподвижных бетонных смесей с добавкой 1% «УКД-1» составило ~ 18% для подвижности марки «П1» и 22% – для марки «П3».

Заключение

1. Влияние добавки «УКД-1» на изменение формовочных свойств бетонных смесей предсказуемо, подчиняется характерным для входящих в ее состав пластифицирующего и ускоряющих твердение бетона компонентов и требует от пользователя обычных (стандартизированных) мероприятий перед ее применением в производимых бетонах.

2. Время сохранения формовочных свойств смесей тяжелого бетона с добавкой «УКД-1» зависит от температуры смеси и наружного воздуха, от свойств цемента и исходной консистенции и в диапазоне температур 0...5°C до 25...30°C (в пределах выполненных экспериментов) может составить от 120 мин. до 30 мин. при исходной подвижности бетонной смеси марок «П1» и «П5», что обеспечивает возможность ее применения в монолитном бетоне, с учетом оценки строительной лабораторией «поведения» смесей для конкретных условий ведения бетонных работ.

3. Влияние минералогического состава цемента (в основном - количества «С₃S + С₃A»), его вещественного состава (наличие или отсутствие минеральных добавок) на сохраняемость формовочных свойств бетонных смесей с добавкой «УКД-1» проявляется в общеизвестных закономерностях, связанных с содержанием в вяжущем этих наиболее активно гидратирующихся клинкерных минералов и влиянием на этот процесс вещества введенных минеральных добавок. Специфического действия добавки «УКД-1» в зависимости от этих факторов не выявлено.

4. Установленное экспериментально повышение устойчивости бетонных смесей с добавкой «УКД-1» к расслоению (водо-, раствороотделению) связано со снижением водосодержания равноподвижных смесей и снижения расхода цемента (объема цементного теста) для равнопрочных бетонов за счет эффективности данной добавки, проявляющейся в росте плотности и прочности цементного камня и бетона.

5. Результаты экспериментов позволили обосновать временные режимы транспортирования бетонных смесей с добавкой «УКД-1» для круглогодичного ведения бетонных работ.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Zhdanok, S.A. // Fifth ISTC Scientific Advisory Committee Seminar «Nanotechnologies in the area of physics, chemistry and biotechnology». – St Petersburg, 27-29 May, 2002.
2. Жданок, С.А. Установка для получения углеродных наноматериалов: патент №2839 / С.А. Жданюк, А.В. Крауклис, П.П. Самцов, В.М. Волжанкин [и др.].
3. Жданок, С.А. Плазмохимический реактор конверсии углеводородов в электрическом разряде: патент №3125 / С.А. Жданок [и др.].

4. Жданок, С.А. Нанотехнологии в строительном материаловедении: реальность и перспективы / С.А. Жданок, Б.М. Хрусталева, Э.И. Батыновский, С.Н. Леонович // Вестник БНТУ», 2009. – № 3. – С. 5-22.

5. Батыновский, Э.И. Влияние углеродных наноматериалов на свойства цемента. XVI Межд. науч.-метод. семинара / Под общ. ред. П.С. Пойты, В.В. Тура. – Бр.: БрГТУ, 2009. – Ч. 2. – С. 136.

6. Батыновский, Э.И. Влияние углеродных наноматериалов на свойства цемента и цементного камня / Э.И. Батыновский, А.В. Крауклис, Петр П. Самцов, П.В. Рябчиков, Павел П. Самцов // Строительная наука и техника. – 2010. – №1-2(28-29). – С. 3-10.

7. Батыновский, Э.И. Особенности технологии высокопрочного бетона на отечественных материалах, включая наноуглеродные добавки / Э.И. Батыновский, В.Д. Якимович, П.В. Рябчиков // Проблемы современного бетона и железобетона: сборник материалов III Международного симпозиума. – Мн.: РУП «БелНИИС», 2011. – Т.2. – С. 53-68.

8. Батыновский, Э.И. Особенности применения углеродных наноматериалов в конструктивно-теплоизоляционных пенобетонах / Э.И. Батыновский, Г.С. Галузо, М.М. Мордич // Наука - образованию, производству, экономике: сборник материалов Девятой Международной научно-технической конференции. – Мн.: БНТУ, 2011. – С. 272-273.

9. Применение добавок в бетон: пособие ПП-99 к СНиП 3.09.01-85. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2000. – 33 с.

10. Батыновский, Э.И. Эффективность и проблемы энергосберегающих технологий цементного бетона / Э.И. Батыновский, Е.И. Иванова, Р.Ф. Осос // Строительная наука и техника. – 2006. – 3(6). – С. 7-17.

11. Шейда, О.Ю. Влияние комплексной химической добавки, содержащей структурированный углеродный наноматериал, на свойства цемента / О.Ю. Шейда, Э.И. Батыновский. – Мн.: БНТУ, 2014. – С. 272-273.

12. Смеси бетонные. Технические условия: СТБ 1035-96. – Мн.: Стройтехнорм, 1997. – 12 с.

13. Бетонные работы при отрицательных температурах воздуха. Правила производства: ТКП 45-5.03-21-2006 (02250). – Мн.: Стройтехнорм, 2006. – 107 с.

14. Смеси бетонные. Методы испытания: СТБ 1545-2005. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2005. – 20 с.

УДК 691:620.1

Ялова Я.П., Халецкий В.А., Ялова Ю.С., Халецкая К.И.

ПРОБЛЕМЫ ЭМИССИИ АММИАКА ИЗ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ В ПОМЕЩЕНИЯХ ПОСТРОЕННЫХ ЗДАНИЙ

В настоящий момент в развитых странах мира, включая Республику Беларусь, исключительное внимание уделяется проблеме качества жилой среды в помещениях строящихся и уже построенных зданий. Проводимые в этой области исследования показывают, что все чаще в воздухе жилых и общественных зданий содержание вредных веществ значительно выше, чем в атмосферном воздухе городов. Появился термин «синдром больных (нездоровых) зданий». Вредные вещества присутствуют в относительно малых концентрациях (в сравнении с промышленными предприятиями) и не вызывают заболеваний сразу. Однако в результате кумулятивной способности накапливаться в организме, они влияют на здоровье и работоспособность населения, приводя к хроническим интоксикациям, мутациям, ряду аллергических и других заболеваний.

Одним из источников химического загрязнения воздушной среды помещений специалисты видят строительные материалы, применяемые при возведении зданий и сооружений. И если для полимерных материалов уже давно проводится большая работа по их санитарно-гигиенической оценке и разработке норм допустимого применения, то для бетона объем таких исследований крайне недостаточен.

Бетон в традиционном понимании как искусственный камень, состоящий из портландцемента, заполнителей на основе горных пород и воды – достаточно экологичный материал. Между тем, современная технология производства бетона успешно развивается в направлении химизации и использования техногенных отходов различных производств. В настоящее время в развитых странах мира практически весь применяемый в строительстве бетон содержит различного рода химические и минеральные добавки. Применение добавок является одним из наиболее универсальных, доступных и гибких способов управления технологией бетона. Но, помимо очевидных преимуществ, данный подход ставит проблемы эколого-гигиенической безопасности бетона, выражающиеся в процессах длительного выделения вредных газообразных продуктов из его состава, влияющих на загрязнение газовой среды в жилых помещениях.

Экология жилища как область знаний призвана систематизировать методы создания и поддержания оптимальной жилой среды. Для этого учитываются климат и ландшафт участка, ориентация и размещение дома, материалы стен и перекрытий, система кондиционирования и вентиляции, звуковой и световой комфорт.

Следовательно, актуальной проблемой является соблюдение в зданиях различного назначения, как оптимальных параметров микроклимата, так и экологических требований, к состоянию среды внутри помещений.

Для решения данной проблемы необходимо особое внимание уделять:

- изучению влияния материалов на среду обитания и здоровье человека при проведении строительных и ремонтных работ;
- разработке экологически безопасных методов проведения строительных и ремонтных работ, использовании при строительстве и отделке качественных строительных материалов.

Экологическая оценка нагрузок строительных материалов на окружающую среду должна проводиться комплексно, учитывая как экологическую, так и экономическую составляющие производства и применения строительных материалов [1-5].

Современная технология производства бетона успешно развивается в направлении химизации и использования техногенных отходов различных производств. В настоящее время в развитых странах мира практически весь применяемый в строительстве бетон содержит различного рода химические и минеральные добавки. Применение добавок является одним из наиболее универсальных, доступных и гибких способов управления технологией бетона. Перечень практически применяемых в качестве добавок к бетону веществ насчитывает десятки, а исследованных и предлагаемых - целые сотни. Вводятся они для регулирования свойств бетона, бетонной смеси и экономии цемента. Помимо очевидных преимуществ, химизация технологии производства бетона ставит новые проблемы, связанные с качеством бетона в эколого-гигиеническом отношении. Если для полимерных материалов уже давно проводится большая работа по их санитарно-гигиенической оценке и разработке норм допустимого применения, то для бетона ощущается недостаток таких исследований. Между тем специалисты [5] одним из источников химического загрязнения воздушной среды жилых помещений видят строительные и отделочные материалы и конструкции, в том числе бетонные, выделяющие токсичные вещества. В результате загрязнения воздуха жилищ неуклонно растет число людей с аллергическими и другими заболеваниями.

Впервые о проблеме появления запаха аммиака в квартирах заговорили с 2010 года. Ее пик пришелся на 2010-2011 годы, когда тысячи новоселов, купивших жилье у крупных петербургских застройщиков, после заселения обнаружили в своих квартирах неприятный сюрприз – отчетливый аммиачный запах. Тогда проверка, проведенная Роспотребнадзором в некоторых жилых комплексах, выявила превышение концентрации опасного газа в несколько десятков раз. В скандале оказались замешаны именитые строительные компании, доверие к которым раньше не вызывало сомнений. Признать проблему вынудили массовые жалобы жильцов в комиссию по недвижимости Общества потребителей Санкт-Петербурга и Ленинградской области. Получившие новые квартиры граждане жаловались на резкий запах аммиака в помещениях, который усиливался в жаркую погоду. В результате лабораторных исследований в жилом комплексе одного из застройщиков было установлено, что концентрация аммиака в воздухе помещений превышает предельно допустимые показатели в 17,6 раза [6-7].

Комиссия по недвижимости Общества потребителей Санкт-Петербурга и Ленинградской области считает, что данная проблема возникла после кризиса 2008 года, когда застройщики стали массово закупать дешевый бетон. Споры о причинах ее возникновения ведутся до сих пор. По самой распространенной версии, причиной выделения аммиака послужила особая противоморозная добавка в бетон «Цемактив-3». Однако производители «Цемактива» попытались опровергнуть обвинения в их адрес, заверив, что все компоненты их продукта сертифицированы и соответствуют ГОСТам. По другой версии – запах появился в результате нарушения технологии строительства и смешения бетонных смесей от разных производителей (в этом случае привлечь кого-либо к ответственности не представляется возможным).

В целом, большинство экспертов сошлись во мнении, что главным виновником проблемы стал бетон, однако однозначная версия причин произошедшего по данный момент так и не озвучена.

Аммиак – NH_3 , нитрид водорода, бесцветный газ с резким запахом (нашатырного спирта), почти в два раза легче воздуха, температура кипения $-33,35^\circ\text{C}$. По токсическому действию аммиак относится к группе веществ удушающего и нейротропного действия, т.к. при ингаляционном поражении вызывает токсический отёк лёгких и тяжёлое поражение нервной системы. Аммиак обладает как местным, так и резорбтивным действием. Пары аммиака раздражают слизистые оболочки глаз и органов дыхания, а также кожные покровы, вызывают обильное слезотечение, боль в глазах, химический ожог конъюнктивы и роговицы, потерю зрения, приступы кашля, покраснение и зуд кожи.

Предельно допустимая концентрация аммиака в воздухе рабочей зоны (ПДКр.з.) составляет 20 мг/м^3 [8]. Согласно гигиеническим нормативам ГН 2.1.6.1338-03 ПДК аммиака в атмосферном воздухе населённых мест составляет: ПДКсс. = $0,04\text{ мг/м}^3$; ПДКм.р. = $0,2\text{ мг/м}^3$.

При хронической интоксикации газообразным аммиаком отмечают головные боли, расстройства обмена веществ, понижение артериального давления, неврастению, хронические воспалительные заболевания верхних дыхательных путей, угнетение системы иммунитета и кроветворения и др. [9]. Таким образом, токсическое действие аммиака проявляется не только при высоких концентрациях в условиях химических аварий, но и при превышении ПДК в среде обитания человека, что приводит к развитию хронических патологий и инвалидизации.

Известно, что аммиак образуется по реакциям гидролиза из аминов, амидов и аммонийных соединений. Подобные вещества привносятся в бетон совместно с химическими модификаторами бетонной смеси и бетона или в виде вспомогательных веществ при производстве цемента (интенсификаторы помола) или совместно с отходами других отраслей промышленности, применяемых в качестве минеральных наполнителей (золы, шлаки).

В таблице 1 представлены некоторые вещества, способные выступать в роли источников эмиссии аммиака и нашедшие применение в технологии производства бетона. Многие соединения и вещества, представленные в таблице, при нормальных условиях стабильны в щелочной среде бетона. Однако при совместном использовании с другими органическими или неорганическими соединениями (особенно характерно для комплексных добавок) последние могут интенсифицировать процесс разложения азотсодержащего вещества с выделением аммиака. Некоторые же вещества, такие как триэтанолламин (ТЭА), применяются в очень малых дозах (400-600 г/т цемента) и при соблюдении технологии не способны к выделению аммиака в значимых количествах [11].

Таблица 1 – Возможные источники эмиссии аммиака из строительных конструкций

Вещество	Применение в бетоне
Триэтанолламин (ТЭА) $N(CH_2CH_2OH)_3$	Интенсификатор помола цемента
Сульфированные меламиноформальдегидные смолы	Входят в состав пластификаторов и суперпластификаторов
Аминокислоты: аминуксусная NH_2-CH_2-COOH - аминопропионовая $CH_3-CH(NH_2)-COOH$ и др.	Входят в состав добавок-регуляторов твердения бетона
Карбамид (мочевина) $CO(NH_2)_2$	Модификатор противоморозного действия, составляющая комплексных модификаторов
Амиды карбоновых кислот с общей формулой $RCONH_2$	Входят в состав противоморозных добавок и ускорителей твердения
Нитрат аммония NH_4NO_3	Модификатор противоморозного действия
Гидроксид аммония (аммиачная вода) NH_4OH	Модификатор противоморозного действия
Хлористый аммоний NH_4Cl	Модификатор противоморозного действия
Аммонийная форма нитрата кальция $Ca_2NH_4(NO_3)_{11} \cdot 10H_2O$	Используется в качестве ускорителя сроков схватывания и компонента в противоморозных добавках
Оксалат аммония $(NH_4)_2C_2O_4 \cdot H_2O$	Входят в состав ускорителей схватывания
Лигносulfонат аммония	Пластификатор
Аммонизированная зола-унос	Активная минеральная добавка

Наиболее вероятными и существенными источниками аммиака в бетоне могут стать такие соединения, как соли аммония, карбамид (мочевина) и другие подобные вещества, применяемые в качестве ускорителей твердения и противоморозных добавок, а также аммонизированная зола-унос [12].

Выделение аммиака из бетонных конструкций во внутрижилищную среду происходит из-за наличия в них азотсодержащих примесей, которые попадают в бетон вместе с сырьевыми компонентами. Аммиак образуется из тех азотсодержащих веществ, в которых степень окисления азота равна $-3 (N^{3-})$ [13].

В настоящее время можно выделить следующие наиболее вероятные и известные причины и источники появления аммиака в бетоне:

- 1) транспортировка цемента в неочищенных вагонах-цементовозах;
- 2) наличие повышенного содержания интенсификаторов помола в цементе;

3) наличие аммиака в золах-уноса, применяемых в качестве минеральной добавки в цементе и бетоне;

4) химические добавки-модификаторы бетонной смеси и бетона, способные к образованию аммиака.

1. Транспортировка цемента в неочищенных вагонах-цементовозах

В связи с напряженной ситуацией с Российской железной дорогой по износу подвижного состава, перевозящего цемент, не исключена возможность использования неочищенных вагонов. Так, в прессе [14] приводятся случаи поставки под погрузку цемента немтых вагонов, перевозивших минеральные удобрения. В результате этого возможно попадание азотных удобрений в цемент и далее в бетон.

При определенных условиях (влажность, повышенная температура, присутствие щелочей) происходит разложение составляющих удобрений, и выделяется аммиак.

2. Наличие повышенного содержания интенсификаторов помола в цементе

Источником соединений в цементе, которые способны к выделению аммиака, могут являться поверхностно активные вещества (ПАВ), такие как аминоспирты. К подобным веществам можно отнести: триэтанолламин (ТЭА), диэтанолламин (ДЭА), моноэтанолламин (МОА) или другие подобные соединения, используемые иногда в качестве интенсификаторов помола цемента. Интенсификаторы помола – это технологические добавки (ТД), вводимые при помоле клинкера, которые уменьшают поверхностную энергию частиц, что способствует облегчению помола, тем самым повышается производительность цементных мельниц, удельная поверхность частиц и другие показатели [15].

Процессы образования аммиака (NH_3) из солей аммония (на примере хлористого аммония NH_4Cl) в среде цементного камня описывается следующими уравнениями:

– гидролиз хлористого аммония



– обменная реакция между гидроксидом кальция и хлористым аммонием



– разложение гидроокиси аммония в щелочной среде



Процессы образования аммиака из карбамида (мочевины) $\text{CO}(\text{NH}_2)_2$ в щелочной среде бетона можно описать следующими уравнениями:

– образование аммиака в результате гидролиза мочевины:



– гидролитическое разложение с образованием карбоната аммония:



– карбонат аммония вступает во взаимодействие с гидроокисью кальция



– разложение гидроокиси аммония в щелочной среде



Кроме химических добавок, вводимых при приготовлении бетонной смеси, источниками аммиака в бетоне могут быть азотсодержащие соединения, находящиеся в портландцементе и применяемые при производстве цемента в качестве вспомогательных веществ, интенсификаторов помола цементного клинкера. Известны и нашли применения такие соединения, как триэтаноламин (ТЭА), диэтаноламин (ДЭА), триизопропаноламин (ТИПА) и др. Наибольшее распространение получил триэтаноламин, который теоретически способен при гидролизе образовывать аммиак и этиленоксид согласно уравнению:



Однако интенсификаторы помола применяются в очень малых дозах – 400-600 г/т цемента и способны к выделению аммиака в значимых количествах только при нарушении технологии.

Однако при нормальных условиях все алканол амины стабильны и обладают высокой стойкостью в щелочной среде. Они используются уже в течение десятков лет, и ранее никогда не отмечалось их разложение в цементе с выделением газообразного аммиака [14].

Тем не менее, экспериментальные данные свидетельствуют о способности цементов выделять аммиак. В работе [16] проводились исследования по определению эмиссии аммиака из бетонных смесей, приготовленных на портландцементе разных производителей, по методике, разработанной в Санкт-Петербургском государственном архитектурно-строительном университете (СПбГАСУ). Полученные в ходе проведенных испытаний результаты представлены на рисунке 1. Из рисунка следует, что все исследованные цементы способны в той или иной степени образовывать аммиак.

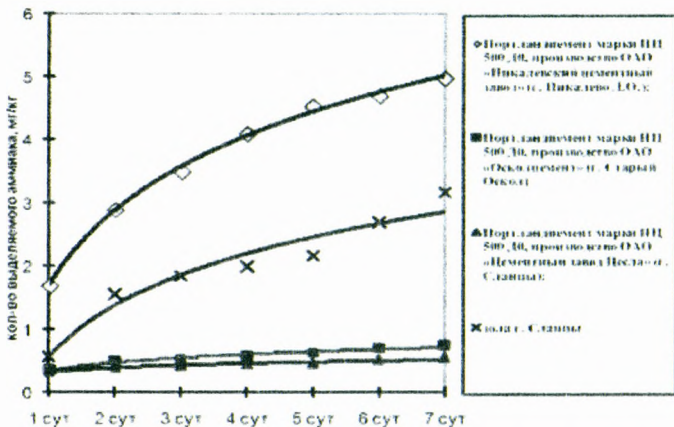


Рисунок 1 – Результаты исследования возможности образования аммиака в составе минеральных компонентов бетонной смеси [16]

3. Наличие аммиака в золах-уноса, применяемых в качестве минеральной добавки в цементе и бетоне

Зола-уноса представляет собой тонкодисперсный материал, состоящий, как правило, из частичек размером от долей микрона до 0,14 мм. Зола-уноса широ-

ко используется в технологии цемента и бетона в качестве минеральной добавки и вводится в цемент в количестве до 20 % от массы по ГОСТ 31108-2003 «Цементы общестроительные. Технические условия» либо в бетонные смеси согласно ГОСТ 25818-91 «Золы-уноса тепловых электростанций для бетонов. Технические условия». Зола-уноса образуется в результате сжигания твердого топлива на тепловых электростанциях (ТЭС) и улавливается электрофильтрами.

Наличие аммиака в золе-уноса обусловлено тем, что на ТЭС для сокращения выбросов оксидов азота (NO_x) в атмосферу в поток дымовых газов инжектируется восстановительный агент, в качестве которого обычно применяют аммиак или мочевину, часть которого выводится из системы вместе с золой-уноса. Зола-уноса с низкой концентрацией аммиака содержит 50-120 $\text{мгNH}_3/\text{кг}$, средней концентрацией 250-600 $\text{мгNH}_3/\text{кг}$ и высокой степенью загрязнения аммиаком около 700-1200 $\text{мгNH}_3/\text{кг}$.

При наличии аммонизированной золы-уноса в бетонной смеси или растворе при затворении водой происходит выброс газообразного аммиака. При высоком содержании аммиака в золе концентрация аммиака в воздухе может превышать 20 $\text{мг}/\text{м}^3$ [17]. На этапе приготовления и укладки бетонной смеси или раствора выделяющиеся высокие концентрации аммиака создают неблагоприятные условия для рабочих, особенно при проведении работ в замкнутых пространствах при отсутствии вентиляции. Также в исследовании [17] было обнаружено, что более 50% от первоначально рассчитанного аммиака осталось в толще бетонной конструкции, и это остаточное количество аммиака будет диффундировать из бетона с очень низкой скоростью в течение многих месяцев. В долгосрочной перспективе эмиссия аммиака из подобных конструкций станет причиной загрязнения газовой среды в помещениях.

4. Химические добавки-модификаторы бетонной смеси и бетона

Виды азотсодержащих добавок, используемых в производстве бетона, приведены в бетон мочевины в таблице 1. Большинство описанных соединений и веществ (таблица 1), при нормальных условиях стабильны в щелочной среде твердеющего цемента. Однако при совместном использовании с другими органическими или неорганическими соединениями, например пластификаторами, солями и т.п., последние могут интенсифицировать процесс распада азотсодержащего вещества с выделением аммиака. Нельзя также отвергать и гипотезу о том, что частицы цемента, содержащие различные количества тяжелых металлов или растворимых щелочей, могут выступать в качестве катализаторов процесса такой деструкции [13].

Анализируя исследования [12,18,19,20], можно сделать вывод, что большинство случаев загрязнения внутрижилищной среды аммиаком связано с введением в бетон мочевины в качестве противоморозной добавки. Рекомендуемые дозировки: до минус 5 °С – 8 % массы цемента; до минус 10°С – 10 %; до минус 15 °С – 12 % [21]. В зависимости от дозировки, полный выход аммиака из бетонной конструкции, содержащей основанную на мочеvine противоморозную добавку, может занять более 10 лет [20]. Таким образом, эмиссия аммиака из бетонных конструкций, содержащих мочевину, может стать причиной загрязнения воздуха в помещениях в течение длительного периода времени.

Подводя итог, можно отметить следующие проблемы эмиссии аммиака из бетона:

1) загрязнение воздуха внутрижилищной среды вызывает дискомфортные условия проживания и угрозу здоровью людей;

2) создаются дискомфортные, а порой и вредные условия труда у рабочих, производящих бетон;

3) необходимы специальные меры по снижению эмиссии аммиака из бетона.

Эти обстоятельства обуславливают необходимость решения проблемы эмиссии аммиака из строительных конструкций в помещениях построенных зданий, а также разработки методов и средств прогнозирования и нейтрализации вредного воздействия аммонийных соединений и других вредных примесей, присутствующих в сырьевых компонентах бетонных смесей.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Тетиор, А. XXI век – век создания экологической среды обитания // А. Тетиор. – Строительная газета. – 2005. – № 20.
2. Войтович, В.А. Биодegradация строительных материалов и сооружений. Состояние, тенденции, подавление, профилактика / В.А. Войтович, Г.В. Спириин, Т.Г. Монахова. // Строительные материалы. – 2004. – № 6.
3. Демин, О.Б. Физико-технические основы проектирования зданий и сооружений: учебное пособие / О.Б. Демин. – Тамбов: Тамбов, гос. техн. ун-т. 2004. – Ч. 2. – 84 с.
4. Перельский, Л.В. Строительная экология: учебное пособие / Л.В. Перельский, О.Е. Приходченко. – Ростов н/Д.: Феникс, 2003. – 320 с.
5. Гусев, Б.В. Нормы предельно допустимых концентраций для стройматериалов жилищного строительства / Б.В. Гусев, В.М. Дементьев, И.И. Миротворцев // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. – 1999. – № 5.
6. www.fontanka.ru/2013/05/16/087/
7. www.bn.ru/articles/2012/03/19/90752.html
8. Лазарев, Н.В. Вредные вещества в промышленности: справочник для химиков, инженеров и врачей / Под ред. Н.В. Лазарева и И.Д. Гадаскиной. – 7 изд., перераб. и доп. – Л.: Химия, 1977. – Т. 3. Неорганические и элементоорганические соединения. – 608 с.
9. Краткая медицинская энциклопедия / Под ред. Г.В. Петровского. – 3-е изд. – М.: Советская энциклопедия, 1989. – Т. 1. – 624 с.
10. Пухаренко, Ю.В. Эмиссия аммиака из бетонных конструкций и методы ее снижения / Ю.В. Пухаренко, А.М. Миронов, В.Н. Шинманов, С.А. Черевко, О.Ю. Пухаренко // СтройПРОФИ. – 2013. – № 10.
11. Карibaев, К.К. Поверхностно-активные вещества в производстве вяжущих материалов. – Алма-Ата: Наука КазССР, 1980.
12. Миронов, А.М. Исследование эффективности различных покрытий, снижающих эмиссию аммиака из бетона: отчет НИР, Госрегистрация № 01201065826. — СПб.: ГАСУ, 2011.
13. Сивков, С.П. Эмиссия аммиака из цементных бетонов // Технологии бетона. – 2012. – № 5-6. – С. 15-17.
14. Чистый цемент в чистые вагоны // Строительство. – 2005. – № 1-2.
15. Карibaев, К.К. Поверхностно-активные вещества в производстве вяжущих материалов. – Алма-Ата: Наука КазССР, 1980. – 336 с.
16. Пухаренко, О.Ю. Методы снижения эмиссии аммиака из бетона строительных конструкций: магистерская диссертация. – СПб., 2012.
17. Robert, F. Rathbone, Thomas L. Robl. A Study of the Effects of Post-Combustion Ammonia Injection on Fly Ash Quality: Characterization of Ammonia Release from Concrete and Mortars Containing Fly Ash as a Pozzolanic Admixture / University of Kentucky Center for Applied Energy Research. Final Report. – 2001. – P. 63.
18. Higuchi Takayuki [et al]. Method for electrochemical treatment of readymixed concrete: патент JP2004122620. Опубликовано: 22.04.2004.
19. Pollak Vladimir, Chodak Ivan. Method for the treatment of concrete: патент SKI51099. Опубликовано: 11.06.2001.
20. Z. Bai. Emission of ammonia from indoor concrete wall and assessment of human exposure / Z. Bai [et al] // Environment International. – 2006. – Vol. 32. – № 3. – P. 303-311.
21. Батраков, В.Г. Модифицированные бетоны. Теория и практика. – 2-е изд., перераб. и доп. – М., 1998. – 768 с.
22. Способ очистки жилых помещений от аммиака: патент RU 2496751;C04B41/72.

23. Шиманов, В.Н. Нейтрализация неагитивного влияния азотсодержащих компонентов в бетоне: автореферат канд. дис. ФГБОУ ВПО «Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет». 2013.

24. Шиманов, В.Н. Нейтрализация вредных примесей в бетоне [Текст] // Актуальные проблемы строительства и архитектуры: докл. международной научно-практической конф. студентов, аспирантов, молодых ученых и докторантов. – В 2 ч. – СПб: СПбГАСУ, 2012. – Ч. 2. – С. 112-115.

25. Шиманов, В.Н. Вредные примеси в бетонах [Текст] / Ю.В. Пухаренко, В.Н. Шиманов // Наука и инновации в современном строительстве 2012: Международный конгресс. – СПб: СПбГАСУ, 2012. – С. 21-23.

26. Шиманов, В.Н. Эмиссия аммиака из бетонных конструкций и методы её снижения [Текст] / Ю.В. Пухаренко, А.М. Миронов, В.Н. Шиманов и др. // СтройПРОФИ. – 2013. – №1 (10). – С. 22-24. (0,3 п.л.).

УДК 666.973.2

Ягубкин А.Н., Бозылев В.В.

К ВОПРОСУ ОПТИМИЗАЦИИ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ РЕЖИМОВ ИЗГОТОВЛЕНИЯ СТЕНОВЫХ АРБОЛИТОВЫХ БЛОКОВ С НАПРАВЛЕННОЙ УКЛАДКОЙ ЗАПОЛНИТЕЛЯ

Изделия из древесно-цементных композиций считаются эффективными строительными материалами, и их производство получило распространение во многих странах мира (Австрия, Великобритания, Германия, США, Япония и др.). В условиях рыночной экономики стеновые материалы должны отвечать новым современным требованиям по созданию благоприятного микроклимата в жилых помещениях, стремясь к признанному эталону – стенам, изготовленным из натурального дерева. В настоящее время строящиеся в Республике Беларусь здания имеют существенные недостатки. Так, в домах, возводимых из железобетонных панелей, из-за недостаточной влажности в помещениях у жителей обостряются астматические заболевания. В домах со стенами из ячеистых газосиликатных блоков наблюдается плесень, грибок на стенах, что приводит к аллергическим заболеваниям. Кроме того, материалы должны быть экологичными, иметь низкую себестоимость, для этого необходимо использовать местное сырьё. Выполнить комплекс поставленных требований может новый вид арболита – модифицированный арболит с направленной укладкой заполнителя, разработанный в Полоцком государственном университете [1-4]. Направленная укладка заполнителя обеспечит достижение высоких прочностных и теплоизоляционных показателей, а добавка Арбел позволит снизить эксплуатационную влажность и при этом избежать сульфатной коррозии. Целью исследований являлось обоснование механизма повышения прочностных показателей арболита с направленной укладкой заполнителя.

Арболит представляет собой материал, состоящий из цементного камня и древесного заполнителя. При этом свойства арболита значительно отличаются от свойств составляющих его материалов. Таким образом, арболит – это композиционный материал [5]. В строении композита обычно выделяют дисперсную фазу (в арболите – древесный заполнитель) и матрицу (в арболите – цементный камень).

На первом этапе с помощью традиционных методов уплотнения арболитовой смеси и разработанного в Полоцком государственном университете метода ко-

лебательного уплотнения были изготовлены и испытаны арболитовые образцы (таблица 1).

Таблица 1 – Сравнение способов уплотнения бетонной смеси для изготовления арболита

Способ уплотнения	Плотность арболита, кг/м ³	Прочность арболита, МПа
Виброуплотнение	552	2,50
Виброуплотнение с пригрузом	549	2,55
Колебательное уплотнение (горизонтальное расположение щепы)	550	3,28
Колебательное уплотнение (вертикальное расположение щепы)	551	4,11

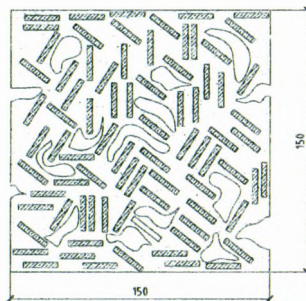
Как видно из таблицы 1, при неизменной плотности (550 кг/м³) прочность при использовании традиционных методов до 70% ниже, чем при использовании технологии колебательного уплотнения. При вертикальном расположении щепы прочность на 20 % выше, чем при горизонтальном.

Эффект повышения прочностных показателей арболита с направленной укладкой заполнителя можно объяснить используя положения механики композиционных материалов.

В работе [5] приведена феноменологическая модель – композит с заполнителем в виде коротких волокон с беспорядочной ориентацией (рисунок 1).



а



б

а – фото; б – модель

Рисунок 1 – Композит с заполнителем в виде коротких волокон

Как видно из рисунка 1, матрица не является непрерывной средой, поэтому построение полностью адекватной модели невозможно [5-11].

В монографии [5] предложена формула для расчёта разрушающей нагрузки такого композита:

$$P = \varepsilon \cdot (E_{\text{ср}} \cdot A_f + E_m \cdot A_m), \quad (1)$$

где ε – относительная деформация композита; $E_{\text{ср}}$ – средний модуль упругости заполнителя, МПа; A_f – площадь поперечного сечения заполнителя, мм²; E_m – модуль упругости матрицы, МПа; A_m – площадь поперечного сечения матрицы, мм².

Для традиционного арболита данная формула позволяет рассчитать величину разрушающей нагрузки при следующих значениях показателей: $\varepsilon = 0,3 \cdot 10^{-3}$ [12];

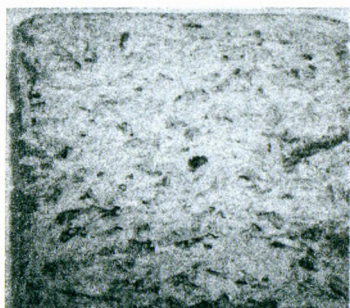
$E_{\text{ср}} = 5,2 \cdot 10^3$ МПа (среднее значение между модулем упругости древесины вдоль и поперёк волокон); $A_f = 0,81 \cdot 10^4$ мм² (содержание древесины в арболите – 36%); $E_m = 19 \cdot 10^3$ МПа [12]; $A_m = 0,675 \cdot 10^4$ мм² (содержание цементного камня в арболите – 30%).

$$P = 0,3 \cdot 10^{-3} \cdot (5,2 \cdot 10^3 \cdot 0,81 \cdot 10^4 + 19 \cdot 10^3 \cdot 0,675 \cdot 10^4) = 5,11 \cdot 10^4 \text{ Н.}$$

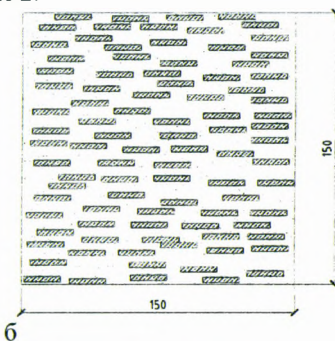
Разделив полученную разрушающую нагрузку на площадь поперечного сечения образца, получим показатель прочности арболита:

$$R = \frac{P}{A} = \frac{5,11 \cdot 10^4}{2,25 \cdot 10^4} = 2,27 \text{ МПа.}$$

Использование направленной укладки древесного заполнителя приводит к упорядоченному распределению в матрице частиц заполнителя. Феноменологическая модель арболита с направленной укладкой заполнителя (горизонтальная ориентация щепы) представлена на рисунке 2.



а



б

а – фото, б – модель

Рисунок 2 – Композит с заполнителем в виде однонаправленных волокон

В этом случае механизм разрушения при сжатии, в соответствии с положениями механики композиционных материалов, можно объяснить с позиции развития цилиндрических микротрещин на границе между заполнителем и матрицей. Источниками таких микротрещин являются разрушения частиц заполнителя, дефекты контактного слоя, а также места слабой адгезии технологического или эксплуатационного происхождения (начальные микротрещины).

В монографии [13] предложена формула для определения прочности на сжатие композита, разрушающегося по данному механизму:

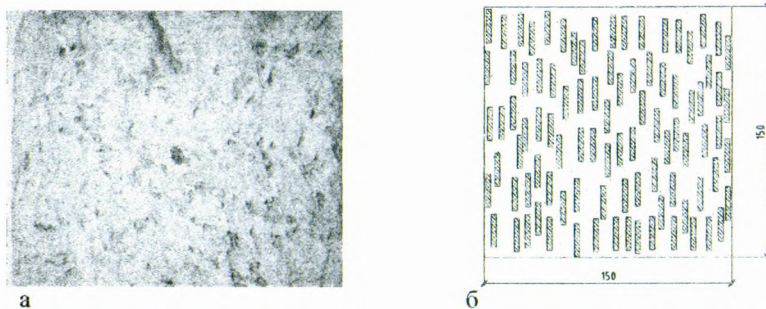
$$R = 2 \cdot \nu_f \cdot E_f \cdot \sqrt{\frac{\gamma_{fm} \cdot (1 + \nu_m) \cdot (1 - 2 \cdot \nu_m + \nu_f^2)}{\tau_0 \cdot E_m \cdot (\nu_m + \nu_f) \cdot (\nu_f^{-1} - 1)}}, \quad (2)$$

где ν_f – коэффициент Пуассона заполнителя ($\nu_f = 0,02$ [6] – коэффициент Пуассона древесины поперёк волокон); E_f – модуль упругости заполнителя, МПа ($E_f = 400$ МПа [12] – модуль упругости древесины поперёк волокон); γ_{fm} – работа деформации в контактном слое, Н/мм (значение $\gamma_{fm} = 891$ Н/мм принято из монографии [14], как работа по продавливанию бруска через цементный кубик); ν_m – коэффициент Пуассона матрицы ($\nu_m = 0,2$ [12] – коэффициент Пуассона цементного камня); τ_0 – радиус заполнителя, мм ($\tau_0 = 6$ мм); E_m – модуль упругости матрицы, МПа ($E_m = 19 \cdot 10^3$ МПа [12] – модуль упругости цементного камня).

Подставив значения, приведённые выше для арболита с горизонтальной ориентацией заполнителя (нагрузка действует поперёк волокон) в формулу 2, получим показатель прочности арболита:

$$R = 2 \cdot 0,02 \cdot 400 \cdot \sqrt{\frac{891 \cdot (1 + 0,2) \cdot (1 - 2 \cdot 0,2 + 0,02^{-1})}{6 \cdot 19000 \cdot (0,2 + 0,02) \cdot (0,02^{-1} - 1)}} = 3,36 \text{ МПа}.$$

Рассмотренная феноменологическая модель, позволяет оценить прочностные показатели арболита при использовании образцов с вертикальным расположением частиц заполнителя (рисунок 3).



а – фото, б – модель
Рисунок 3 – Композит с заполнителем в виде однонаправленных волокон

Данная модель будет отличаться от предыдущей тем, что нагрузка будет действовать вдоль волокон древесного заполнителя, и, соответственно, изменятся его характеристики (модуль упругости и коэффициент Пуассона).

Для заполнителя с вертикальной ориентацией изменятся значения следующих показателей: $\nu_f = 0,5$ [12] – коэффициент Пуассона древесины вдоль волокон; $E_f = 10000$ МПа [12] – модуль упругости древесины вдоль волокон; значение $\gamma_{fm} = 4,5 \cdot 10^{-3}$ Н/мм принято из монографии [15], как работа по выдёргиванию бруса из цементного кубика. Подставив данные значения в формулу 2, получим показатель прочности арболита:

$$R = 2 \cdot 0,5 \cdot 10000 \cdot \sqrt{\frac{4,5 \cdot 10^{-3} \cdot (1 + 0,2) \cdot (1 - 2 \cdot 0,2 + 0,5^{-1})}{6 \cdot 19000 \cdot (0,2 + 0,5) \cdot (0,5^{-1} - 1)}} = 4,19 \text{ МПа}.$$

На основании полученных по феноменологическим моделям значений прочностей можно сделать вывод о том, что прочность арболита с направленной укладкой заполнителя при вертикальной ориентации до 80 % выше, чем прочность традиционного арболита. При этом прочность арболита с вертикальной ориентацией заполнителя на 20 % выше, чем прочность арболита с горизонтальной ориентацией. Полученные экспериментальные данные при использовании конкретной шепы известного гранулометрического состава полностью согласуются с полученными теоретическими значениями. При этом обеспечен прирост прочности арболита с направленной укладкой заполнителя на 70 % в сравнении с традиционной технологией изготовления арболитовых образцов.

Положения теории механики разрушения композиционных материалов позволили обосновать механизм увеличения прочностных показателей арболита с направленной укладкой заполнителя, изготовленного по технологии колесательного уплотнения, по сравнению с традиционным арболитом.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Ягубкин, А.Н. Оптимизация процесса уплотнения бетонной смеси при изготовлении арболита / А.Н. Ягубкин, В.В. Бозылев, Ю.П. Голубев // Вест. Полоцкого гос. ун-та. – Серия F: Прикладные науки. Строительство. – 2009. – № 12. – С. 61–68.
2. Ягубкин, А.Н. К вопросу подбора состава и дозировки добавок-модификаторов арболита / А.Н. Ягубкин, В.В. Бозылев // Вест. Полоцкого гос. ун-та. – Серия F: Прикладные науки. Строительство. – 2010. – № 6. – С. 84–89.
3. Ягубкин, А.Н. Влияние направления укладки заполнителя на прочностные и теплоизоляционные свойства арболита / А.Н. Ягубкин // Вест. Полоцкого гос. ун-та. – Серия F: Прикладные науки. Строительство. – 2011. – № 8. – С. 77–81.
4. Ягубкин, А.Н. Технология получения стеновых блоков из арболита с направленной укладкой заполнителя / А.Н. Ягубкин, В.В. Бозылев // Строительная наука и техника. – 2011. – № 6. – С. 66–69.
5. Фудзии, Т. Механика разрушения композиционных материалов / Т. Фудзии, М. Дзако. – М.: Мир, 1982. – 232 с., ил.
6. Вильдеман, В.Э. Механика неупругого деформирования и разрушения композиционных материалов / В.Э. Вильдеман, Ю.В. Соколкин, А.А. Ташкинов; под ред. Ю.В. Соколкина. – М.: Наука. Физматлит, 1997. – 288 с.
7. Победря, Б.Е. Механика композиционных материалов / Б.Е. Победря. – М.: Издательство Московского университета, 1984. – 336 с.
8. Справочник по композиционным материалам: в 2-х книгах / Под ред. Дж. Любина. – М.: Машиностроение, 1988. – 448 с.: ил.
9. Кристенсен, Р. Введение в механику композитов / Р. Кристенсен. – М.: Мир, 1982. – 334 с.
10. Алфутов, Н.А. Расчёт многослойных пластин и оболочек из композиционных материалов / Н.А. Алфутов [и др.]. – М.: Машиностроение, 1984. – 264 с.
11. Немировский, Ю.В. Прочность элементов конструкций из композиционных материалов / Ю.В. Немировский, Б.С. Резников. – Новосибирск: Наука, 1986. – 166 с.
12. Наназашвили, И.Х. Строительные материалы из древесно-цементной композиции / И.Х. Наназашвили. – 2-е изд., перераб. и доп. – Л.: Стройиздат, 1990. – 415 с.: ил.
13. Черепанов, Г.П. Механика разрушения композиционных материалов. – М.: Наука. Физматлит, 1983. – 296 с.
14. Бухаркин, В.И. Использование древесных отходов для производства арболита / В.И. Бухаркин [и др.]. – М.: Стройиздат, 1973. – 432 с.
15. Кауфман, Б.Н. Цементный фибролит / Б.Н. Кауфман [и др.]; под общ. ред. Б.Н. Кауфмана. – М.: ГСИ, 1961. – 159 с.

ГЕОТЕХНИЧЕСКИЕ АСПЕКТЫ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ СТРОИТЕЛЬНЫХ ОБЪЕКТОВ

УДК 624.131.23

Лобачева Н.Г.

РЕКОМЕНДАЦИИ ПО УСИЛЕНИЮ ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ УПЛОТНЯЮЩИМИ ДАВЛЕНИЯМИ

Предложенный метод усиления основания относится к частному уширению и уплотнению стенок скважины, предназначенной для бетонирования буронабивной сваи, в результате которого происходит улучшение строительных характеристик основания с одновременным увеличением площади нижнего конца сваи.

В ранее известных устройствах для частичного расширения скважины по диаметру, состоящих из привода, буровой штанги и уширителя, расширение скважины по диаметру выполняется вращательным движением уширителя, который выполнен в виде режущих ножей. Недостатком таких устройств является необходимость в очистке скважины от разбуренного грунта и разуплотнение грунтового массива, примыкающего к расширенному участку скважины. В известных устройствах другого типа, содержащих привод, металлическую крышку, обсадную трубу, шток и упруго эластичную непроницаемую камеру, сложностью является получение достаточного переуплотнения грунта дна скважины и требуемых геометрических характеристик уширения [1, 2].

Так же как и практически все существующие мероприятия по улучшению строительных свойств грунтов, предложенный метод усиления основания не является универсальным и имеет определенную область применения, зависящую от различных факторов и их количественных параметров.

Цель предлагаемого метода усиления основания – добиться оптимальных размеров уширения скважины и переуплотнения грунта по всей поверхности уширения для обеспечения требуемой несущей способности и экономической эффективности буронабивной сваи.

Поставленная задача достигается путем применения гофрированной упруго-эластичной камеры и наличием ограничителя подъема обсадной трубы по вертикали (в виде фиксатора), при этом высота подъема определена зависимостью:

$$h = \frac{D-d}{2}, \quad (1)$$

где D – диаметр максимального уширения скважины, м;

d – диаметр скважины, м.

Устройство для образования уширения в скважине включает крышку 1; обсадную трубу 2, подвижно закрепленную с крышкой 1; полый шток 3, подвижно закрепленный с обсадной трубой 2; поршень 4 и упругоэластичную гофрированную камеру 5, жестко соединенные с полым штоком 3. Вертикальный подъем обсадной трубы 2 ограничивается фиксатором 6, установленном на крышке 1, и канавкой 7, расположенной по наружному диаметру обсадной трубы 2. Крайнее положение штока 3, в нижней части обсадной трубы 2, фиксируется замком 8, установленным на обсадной трубе 2. Устройство предназначено для уширения нижней части скважины 9, пробуренной в грунтовом массиве.

Устройство для образования уширения в скважине работает следующим образом.

На устье скважины 9 устанавливается крышка 1 и через отверстие в крышке 1, в скважину 9, опускается обсадная труба 2. Полый шток 3, с жестко соединенным поршнем 4 и упругоэластичной гофрированной камерой 5, устанавливается в верхней части обсадной трубы 2 (рис.2).

В верхнюю полость обсадной трубы 2 подается сжатый воздух, под действием которого поршень 4, камера 5 и полый шток 3 перемещаются в нижнюю часть обсадной трубы 2. Крайнее нижнее положение штока 4 фиксируется замком 8 (рис. 3).

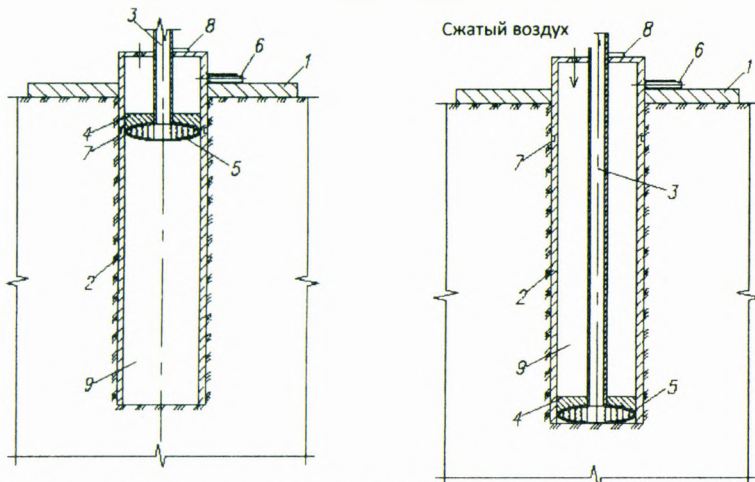


Рисунок 1 – Первоначальное положение устройства Рисунок 2 – Второе положение устройства

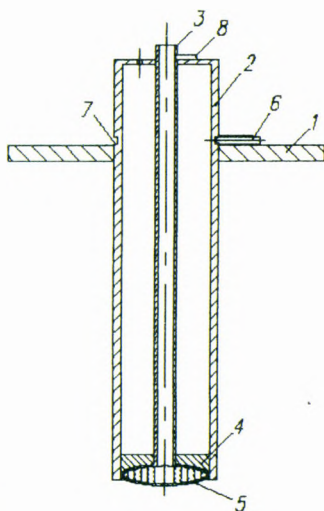


Рисунок 3 – Третье положение устройства

Для образования уширения в скважине 9 сжатый воздух по полости в штоке 3 подается в камеру 5, которая, увеличиваясь в объеме выталкивает обсадную трубу 2 с поршнем 4 и штоком 3 на высоту «h». Дальнейший подъем обсадной трубы 2 ограничивают фиксатор 6 и канавка 7. Продолжающееся расширение упругоэластичной гофрированной камеры 5 приводит к перуплотнению грунта на расширяемом участке скважины 9 и образованию уширения диаметром D.

Для демонтажа устройства подача сжатого воздуха прекращается, камера 5 сжимается, и устройство извлекается из скважины 9.

Применение вышеописанного устройства для уширения скважины позволит избежать концентрации напряжений в месте соединения упругоэластичной камеры и полого штока.

Технико-экономический анализ показывает, что предполагаемая конструкция устройства позволяет получить оптимальные геометрические характеристики уширения, повысить несущую способность сваи и снизить затраты на ее изготовление на 12%.

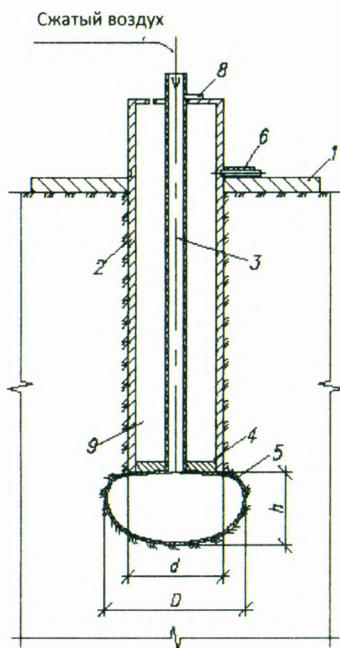


Рисунок 4 – Образовавшееся уширение

Методика расчета несущей способности основания, усиленного методом уплотняющих давлений

Несущая способность сваи с уширенным основанием, полученным методом уплотняющих давлений на вертикальную нагрузку, определяется как наименьшее из значений несущей способности:

- грунта в пределах уплотненной зоны;
- грунта природного сложения, подстилающего уплотненную зону.

Несущая способность фундамента F_{fl} по уплотненному слою определяется по формуле:

$$F_{fl} = [R_s A_{br} + \gamma_{cl} \cdot u_m \cdot \sum f_i \cdot h_i], \quad (2)$$

где R_s – расчетное сопротивление уплотненного грунта под уширением, определяемое по формуле 3,

A_{br} – площадь поперечного сечения уширенного основания в месте его наибольшего размера;

u_m – периметр поперечного сечения сваи выше уширения;

f_i – расчетное сопротивление грунта по боковой поверхности;

γ_{cl} – коэффициент условий работы грунта по боковой поверхности фундамента, принимаемый равным 0,8.

$$R_s = \frac{N_u}{A_{br}}; \quad (3)$$

$$N_u = \pi^2 (N_q \xi_q r \gamma_1 + N_c \xi_c d \gamma'_1 + N_c \xi_c c_1), \quad (4)$$

где r – радиус уширенной зоны;

N_q, N_c, N_c – безразмерные коэффициенты несущей способности, определяемые по табл. 74 [3] в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения грунта φ_1 , определенного с учетом уплотнения;

γ_1, γ'_1 – расчетные значения удельного веса грунтов, находящихся в пределах возможной призмы выпирания соответственно ниже и выше подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяются с учетом взвешивающего действия воды);

c_1 – расчетное значение удельного сцепления грунта, кПа, определенное с учетом уплотнения;

d – глубина заложения фундамента, м (в случае неодинаковой вертикальной пригрузки с разных сторон фундамента принимается значение d , соответствующее наименьшей пригрузке, например, со стороны подвала);

ξ_q, ξ_q, ξ_c – коэффициенты формы фундамента, определяемые по формулам:

$$\xi_q = 1 - 0,25/\eta; \quad \xi_q = 1 + 1,5/\eta; \quad \xi_c = 1 + 0,3/\eta, \quad (5)$$

где для круглого уширения $\eta = 1$.

Соответственно $\xi_q = 0,75; \quad \xi_q = 2,5; \quad \xi_c = 1,3$.

Подставляя формулу 4 в формулу 3 получаем

$$R_s = (N_q \xi_q r \gamma_1 + N_c \xi_q d \gamma'_1 + N_c \xi_c c_1). \quad (6)$$

Боковое давление грунта на боковую поверхность сваи определяем при условии состояния предельного равновесия:

$$\sigma_2 = \gamma z \operatorname{tg}^2(45 - \varphi/2), \quad (7)$$

где z – расстояние от поверхности до середины расчетных слоев грунта.

$$f_i = \sigma_2 \operatorname{tg} \varphi + c. \quad (8)$$

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Method and apparatus for forming concrete piles: Пат. США №3209546. L. Lawton 21.09.1965.
2. Устройство для образования уширения в скважине: А.с. 956692 СССР, МКИ Е 02 D 5/44 / Ю.А. Чеве́рдинский (СССР). – № 3234010/29-03: заявлено 08.12.80; опубл. 07.09.82 // Бюл. № 33.
3. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83) / НИИОСП им. Герсеванова. – М.: Стройиздат, 1986. – 415 с.
4. Пристрій для утворення розширення в свердловині: пат. №19237 UA, E21B 11/00: заявл. 19.05.06; опубл. 15.12.06 // Бюл. 312 – 4 с.

ПОВЫШЕНИЕ ЭФФЕКТИВНОСТИ ПОГРУЖЕНИЯ ПОЛЫХ СВАЙ В ГРУНТ

Наиболее широко применяемые в настоящее время сплошные железобетонные сваи квадратного сечения уже не полностью удовлетворяют современным требованиям. Более эффективными являются круглые полые сваи, обеспечивающие высокую несущую способность, малый вес, большую жесткость на изгиб и низкую энергоемкость установки в грунт.

Общий расход стали, в случае использования полых свай, снижается на 21–72% в зависимости от наружного диаметра и глубины погружения, причем с увеличением глубины и наружного диаметра процент экономии увеличивается. Наличие полости позволяет, кроме того, снизить на 58–75% расход бетона.

Погружение полых свай в грунт в строительстве производится:

- 1) с закрытым нижним торцом;
- 2) с открытым нижним торцом и параллельной выемкой грунта.
- 3) с открытым нижним торцом без выемки грунта из полости сваи (рис. 1,а).

Причем в практике строительства более широко используется погружение полых свай в грунт забивкой или вибрацией.

Наиболее эффективным является третий способ, который характеризуется высокой несущей способностью полых свай (за счет формирования в полости грунтовой пробки) и низкими энергозатратами на их погружение в грунт (так как грунт поступает в полость сваи). Однако сопротивление погружению по глубине неравномерно, меняясь от минимальных значений в начале погружения, что приводит к возникновению отказов дизель-молота (дизель-молот глохнет), до максимальных в конце погружения, что обуславливает возможность недопогружения полых свай и разрушения ее оголовка. В случае залегания сверху слабых грунтов грунтовая пробка обладает невысокой несущей способностью, что определяет необходимость для повышения последней уплотнить или усилить грунтовую пробку.

Для повышения несущей способности и исключения отказов дизель-молота полую сваю можно погружать в грунт в два этапа [1]. На первом этапе сваю погружают с закрытым диафрагмой нижним торцом на глубину, равную толщине слабых грунтов, а на втором – с открытым нижним торцом на проектную глубину (рис. 1,б). При незначительной толщине слоя со слабым грунтом известный способ практически не отличается от погружения сваи с открытым нижним торцом. В случае же большой толщины слабых грунтов установка сваи аналогична погружению сваи с закрытым торцом. Кроме того, по-прежнему не решается вопрос обеспечения равномерности сопротивления погружению по глубине, что не позволяет минимизировать энергозатраты на погружение.

Для выравнивания сопротивления погружения полых свай по глубине в БРГТУ разработан новый способ погружения, при котором обеспечивается равенство сопротивления погружению с закрытым торцом с сопротивлением погружению с открытым торцом [2].

При этом установка полых свай в грунт осуществляется в три этапа:

1. На уровне нижнего торца ствола в полости устанавливают горизонтальную диафрагму с помощью нижних поворотных упоров. После чего произ-

водят погружение сваи в грунт на оптимальную глубину забивкой, вибрацией или вдавливанием (рис. 1, г – отрезок «А-В»). Значение оптимальной глубины погружения устанавливается на основании расчетов по определению несущей способности полых свай или их пробной забивкой.

2. Осуществляют открепление диафрагмы относительно ствола путем снятия нижних упоров и последующее погружение сваи на отметку, превышающую проектную на 0,3-1 м (рис. 1, г – отрезок «С-Д»).

3. На последнем этапе повторно фиксируют диафрагму посредством верхних стационарных упоров и производят уплотнение грунтового ядра путем погружения сваи до проектной отметки (рис. 1, г – отрезок «Д-Е»).

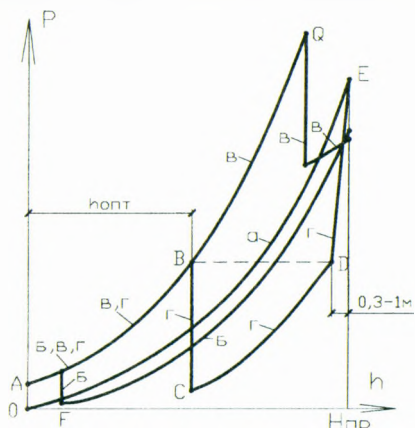


Рисунок 1 – Графики зависимости сопротивления погружению сваи от глубины при: а) погружении сваи с открытым нижним торцом; б) погружении сваи с закрытым нижним торцом на глубину, обеспечивающую прорезание слабых грунтов при незначительной толщине последних; в) то же, при большой толщине слабых грунтов; г) погружении сваи предлагаемым способом

Для подтверждения эффективности предлагаемого способа были проведены модельные испытания. В качестве модели использовалась стальная труба длиной 1 м с наружным диаметром 76 мм и толщиной стенки 3,6 мм. Диафрагма изготавливалась из листового металла толщиной 2 мм в виде диска диаметром 67 мм и фиксировалась посредством деревянного штока. Погружение модели производилось забивкой при помощи падающего с высоты 1 м груза массой 5 кг, скользящего по направляющей штанге. Для передачи усилий погружения на модель использовался наголовник с отверстием для направляющей штанги. В процессе погружения модель и направляющая штанга фиксировались в вертикальном положении посредством специально изготовленной копровой установки. Замер глубины погружения производился по меткам через 10 см на стволе.

Модель полый сваи при испытании погружалась в грунт по трем технологиям: а) с открытым нижним торцом на глубину 100 см; б) с закрытым диафрагмой торцом на глубину 30 см; в) то же, на оптимальную глубину 40 см. В случае вариантов а) и б) после снятия диафрагмы модель погружалась с открытым торцом на глубину 90 см, затем повторно устанавливалась диафрагма, и модель добивалась до отметки 100 см.

Результаты приведенных испытаний представлены в виде графиков на рис. 2, 3 и позволяют сделать следующие выводы:

1. Предлагаемый способ погружения полый сваи по сравнению с базовым (погружение с открытым торцом) обеспечивает выравнивание сопротивления

погружению по глубине, благодаря чему максимальное сопротивление погружению перед добивкой сваи снижается на 40%.

2. Выравнивание сопротивления погружению сваи по глубине погружения позволяет на 17% снизить энергозатраты на погружение в грунт.

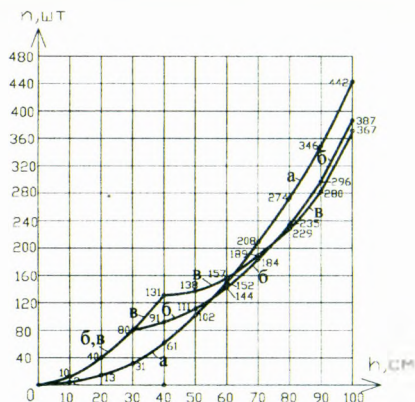


Рисунок 2 – Графики зависимости числа ударов «п» от глубины погружения «h» модели сваи при погружении модели сваи: а) с открытым торцом; б) с закрытым диафрагмой торцом на глубину 30 см; в) то же, на оптимальную глубину

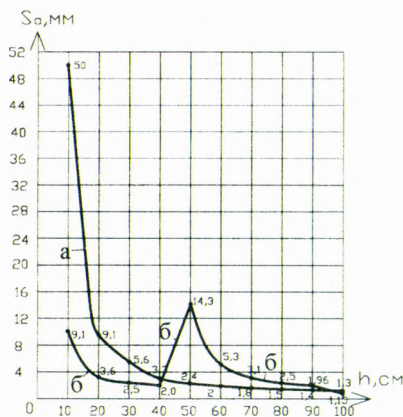


Рисунок 3 – Графики отказа модели сваи «Sa» в зависимости от глубины погружения «h» модели сваи: а) при погружении с открытым нижним торцом (опыт №1); б) при погружении с диафрагмой на оптимальную глубину

3. Погружение в начальный момент сваи с закрытым диафрагмой нижним торцом обеспечивает уменьшение более чем в 5 раз начального отказа, что приводит к безотказной работе дизель-молотов.

Учитывая высокую эффективность, разработанный способ следует рекомендовать к внедрению в производство.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Свая: а.с. СССР 1229258, МПК 7 Е 02D 5/24 / И.М. Зайцев, Н.А. Авдеев, М.В. Поздняков, В.Е. Тройнин; № 3691616/29-33; заявл. 06.12.83; опубл. 07.05.86 // Бюл. № 17. – 1986.
2. Свая: а.с. СССР 1596022, МПК 7 Е 02D 5/54 / Н.И. Захаров, В.Н. Пчелин, В.П. Чернюк; № 4497096/31-33; заявл. 24.10.88; опубл. 30.09.90 // Бюл. № 36. – 1990.

К ОСОБЕННОСТЯМ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ЗАБИВНЫХ СВАЙ

Сравнение норм и стандартов различных стран [1] показывает наличие существенных отличий зависимости расчетных сопротивлений грунта в плоскости острия сваи (R) и по боковой поверхности (R_f) от различных факторов и особенностей их учета. Погрешность в определении несущей способности свай может составлять до 50% и более [1, 2].

Учитывая объемы применения свай, очевидно, что используемые методы определения их несущей способности имеют огромное значение. В связи с этим, совершенствование методики определения несущей способности свай на стадии проектирования является важнейшим резервом повышения эффективности строительства.

Достоверное определение несущей способности свай позволило бы избежать такой проблемы, как массовая недобивка свай до проектной отметки, т. е. появлением так называемых “свайных лесов”, обуславливающих перерасход материальных ресурсов и увеличение трудо- и энергозатрат при устройстве свайных фундаментов.

Как показывают исследования Никитенко М. И. [3, 4], на процесс погружения свай могут влиять многие факторы, процессы и явления, не учитываемые или учитываемые в неполной мере в практике проектирования.

Основными из них являются:

— заклинивание свай, обуславливающее увеличение сопротивления крупно-обломочных и песчаных грунтов за счет дилатантного распора от разворота части и увеличение объема сдвигаемой зоны вдоль контакта со стволом сваи;

— проскальзывание свай, обусловленное уменьшением объема сдвига после заклинивания с контракцией и резким снижением сопротивления грунта;

— засасывание (самовольное погружение) свай в глинистых грунтах за счет возникновения вакуума под острием при подъеме свай от упругих деформаций самого ствола и окружающего его грунта, после прекращения их забивки;

— омыливание глинистого грунта, в связи с переходом его в текучее состояние за счет превращения связанной воды в свободную от динамических сотрясений, обуславливающее резкое снижение сопротивления сдвигу вдоль ствола;

— “пляска” свай, выражающаяся в чередовании резких погружений и их замедлений, и обусловленная либо наличием под пятой валунных грунтов, либо полумоклой свай;

— неоптимальное распределение ударного импульса вдоль ствола и острия сваи, обуславливающее большие затраты энергии на разрушение оголовка и преодоление сопротивлению, сжатую вдоль боковой поверхности при отклонении сваи за счет несоосного удара;

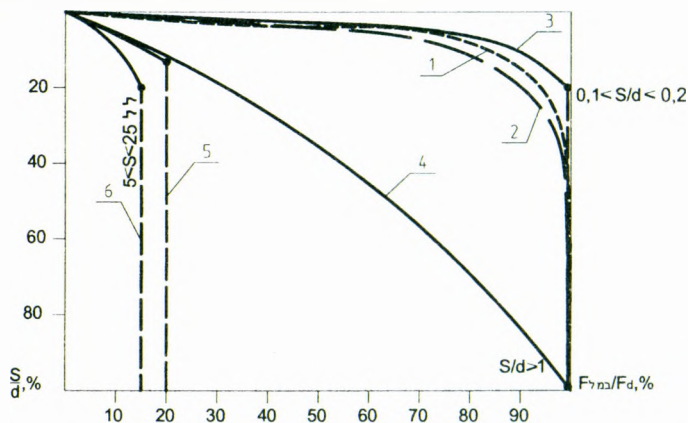
— ложный отказ в водонасыщенных слабофильтрующих мелких и особенно пылеватых песках, обусловленный большими упругими деформациями (подъемом свай), за счет кратковременного формирования под острием слабосжимаемого водяного или воздушно-водяного пузыря;

— ложный отказ, связанный с недостаточной мощностью или изношенностью сваебойного оборудования;

— недостоверность исходных данных о свойствах грунтов, их изменчивости в плане и по глубине и особенно в области ориентации оси нагрузки направлению анизотропии и плоскостям наслонения и расслоения инженерно-геологических элементов (ИГЭ).

Так как эти факторы, процессы и явления, в своем большинстве, на несущую способность буровых свай не влияют или влияют в незначительной степени, то нами, используя этот факт, сделана попытка разделения особенностей фактического формирования несущей способности забивных свай за счет расчетных сопротивлений грунтов в плоскости острия сваи (R_c) и по боковой поверхности (R_f), в зависимости от степени и характера их проявления в различных инженерно-геологических условиях.

Предварительно был проведен анализ особенностей мобилизации несущей способности буровых и забивных свай, при этом рассматривалась как общая мобилизация несущей способности, так и несущая способность под пятой (острием) свай и по их боковой поверхности (рис. 1).



1 и 2 – соответственно общей мобилизации несущей способности;
3 и 4 – мобилизации под пятой (острием) свай; 5 и 6 – по их боковой поверхности
Рисунок 1 – График мобилизации несущей способности забивных и буровых свай

Анализ графика позволяет отметить, что первоначально для буровых свай основная часть нагрузки воспринимается боковой поверхностью, а пята начинает воспринимать нагрузку только после исчерпания несущей способности боковой поверхностью, при этом «срыву» предшествуют большие деформации сжатия грунта ($s/d \geq 1$, где s -осадка, d -диаметр сваи) в зоне, примыкающей к боковой поверхности.

Максимальное значение сопротивления по боковой поверхности сваи характерно при осадках до 10 мм, причём до осадок $s=0.03d$ зависимость $\tau - s$ линейна, а силы трения зависят от диаметра сваи, как в слабо-, так и сильносжимаемых грунтах.

По результатам имеющихся экспериментальных [2] и табличных [5, 6] данных были составлены графики расчетных сопротивлений и расчетных нагрузок для буровых ($\varnothing=0,403 - 0,46$ м) и забивных свай сечением $0,3 \times 0,3$ м в песчаных и глинистых грунтах под пятой (острием) и по боковой поверхности (рис. 2), а так же график взаимосвязей расчетных нагрузок воспринимаемых пятой ($F_{d\alpha}$) и

боковой поверхностью (F_{du}) и несущей способности (N), для условий равенства расчетных нагрузок F_{dv} и F_{du} буровой сваи ($d=0.43$ м), от ее длины (рис. 3).

Используя данные испытаний буровых свай системы SFA и буровой компанией «Дельта» [4], были также построены графики абсолютных и относительных зависимостей расчетных сопротивлений буровых свай по боковым поверхностям и под пятой для различных грунтовых условий: многослойных неоднородных; относительно однородных с преобладанием связных грунтов, но заглубленных в песчаные; относительно однородные с преобладанием связных и заглубленных в плотные связные грунты; неоднородные с заглублением в глинистые грунты. Один из графиков приведен на рис. 4.

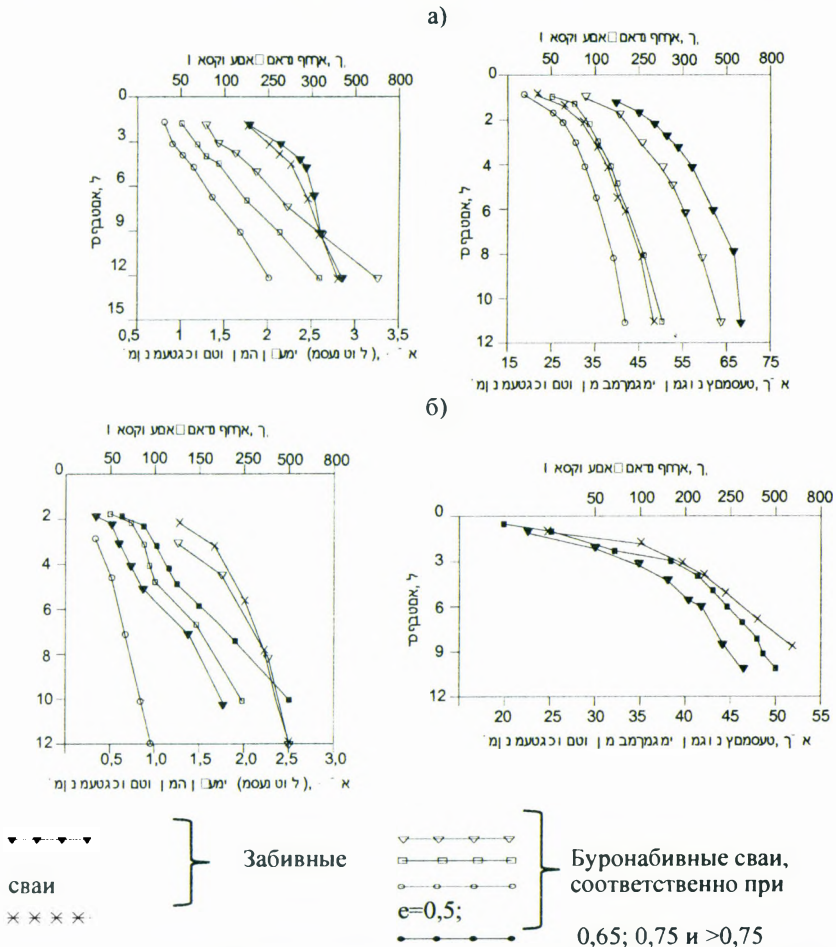


Рисунок 2 – Расчетные сопротивления и расчетные нагрузки на бурунабивные ($\varnothing=0.403-0.46$ м) и забивные сваи ($0,3 \times 0,3$ м) в песчаных (а) и глинистых (б) грунтах под пятой (острием) и по боковой поверхности по табличным и экспериментальным данным [2, 5, 6] и авторов

На эти графики (рис. 4) были наложены графики абсолютных и относительных зависимостей осадки от нагрузок и несущей способности по боковой поверхности и под острием забивных свай по данным экспериментальных исследований на площадках со схожими инженерно – геологическими условиями [5].

Следует отметить, что если приведённые абсолютные величины зависимостей осадок от нагрузок имеют достаточно большой разброс как для буровых, так и забивных свай, то относительные такого разброса практически не имеют.

Отсюда графики относительных зависимостей $N_i / N_{np} = f(S_i / S_{np})$ позволяют с достаточной степенью достоверности проанализировать несущую способность основания забивных свай с помощью нелинейной экстраполяции, в случае достижения при испытании свай ограниченных значений нагрузок и соответствующих им осадок, менее соответствующих требованиям нормативных документов [6, 7].

Таблица 1 – Характеристики грунтов основания экспериментальных площадок для буровых и забивных свай

№ ИГЭ	Наименование грунта	γ , кН/м ³	C_{II} , кПа	C_I , кПа	Φ_{II} , град.	Φ_I , град.	E, МПа
для буровых свай							
1	Насыпной грунт	18,7	-	-	-	-	-
2	Песок пылеватый средней прочности	17,6	4,0	3,0	30	27	18
3	Песок пылеватый прочный	17,7	6,0	4,0	34	31	36
4	Песок мелкий средней прочности	17,8	2,0	1,0	32	29	25
7	Песок крупный средней прочности	18,9	1,0	0,7	39	35	25
8	Песок крупный гравелистый прочный	19,6	1,0	0,7	41	37	41
9	Суглинок пылеватый слабый	20,1	19	14	18	17	4,6
10	Суглинок пылеватый средней прочности	20,2	30	27	21	20	15
11	Суглинок пылеватый прочный	20,4	39	35	21	20	21
12	Суглинок пылеватый очень прочный	20,4	42	36	21	19	27
13	Супесь средней прочности	21,9	45	42	27	26	12
14	Супесь прочная	21,9	44	39	27	26	22
15	Супесь очень прочная	21,5	48	45	31	30	26
для забивных свай							
1	Насыпной грунт	18,6	-	-	-	-	-
2	Песок пылеватый средней прочности	18,4	3,0	2,5	28	25	23,1
3	Песок пылеватый прочный	18,1	5,8	4,5	32	29	34,0
4	Песок мелкий средней прочности	17,9	2,1	1,7	33	30	26,7
7	Песок крупный прочный	19,2	1,1	0,8	40	38	39,6
9	Суглинок пылеватый средней прочности	20,4	28	25	22	21	16,9
11	Суглинок известковистый прочный	19,1	8,0	6,2	17	16	9,8
12	Суглинок пылеватый очень прочный	20,3	38	35	22	20	28,2

Характеристики грунтов основания экспериментальных площадок, представлены в таблице 1.

Анализ характеристик позволяет отметить достаточную близость инженерно-геологических условий экспериментальных площадок.

Используя эти графики, с учётом ввода масштабного коэффициента линейных параметров буровых и забивных свай, были определены значения длин забивных свай, для условий равенства расчётных нагрузок F_{dv} и F_{du} , в зависимости от несущей способности N . График зависимости $l=f(N)$ приведён на рис. 3б.

Анализ графика взаимосвязей ($l=f(N)$) позволяет отметить, что он может быть описан зависимостью –

$$l(N) = 8 \cdot 10^{-4} \cdot N^{1,22} + 0,31. \quad (1)$$

Используя зависимость (1) и учитывая особенности формирования и мобилизации несущей способности буровых и забивных свай в песчаных и глинистых грунтах по боковой поверхности и под острием (пятой), были определены величины несущей способности и их соотношения для экспериментальных забивных свай по боковой поверхности и под острием для различных инженерно-геологических условий (рис. 4 и табл. 2 и 3).

Таблица 2 – Соотношение величин несущей способности забитых свай для различных геологических условий

№ свай	Длина свай, м	Инженерно-геологические особенности и условия экспериментальной площадки	Несущая способность по методу авторов, кН		Расчётная несущая способность, кН
			F_{dv}	F_{du}	
2а	7,8	Многослойный неоднородный грунтовый массив	380	330	710
6а	7,5	Относительно однородные с преобладанием песчаных грунтов	350	360	710
22а	7,8	Относительно однородные с преобладанием связных суглинистых грунтов	370	340	710
13а	7,9	Относительно однородные с заглублением в несвязные грунты	340	370	710
1а	5,2	Относительно однородные несвязные грунты с заглублением в связные суглинистые	360	340	710
12а	6,7	Многослойные неоднородные с значительным заглублением в связные глинистые	360	350	710
7а	7,2	Многослойный неоднородный грунтовой массив с заглублением в супеси	360	355	710

Таблица 3 – Величины расчётных сопротивлений грунтов по боковой поверхности и под острием забивных свай, определенные различными методами

№ свай	Значения F_{dv} и F_{du} , определенные по методу, кН								
	По расчётному методу авторов			По результатам статического зондирования			По формулам и графикам		
	F_{dv}	F_{du}	F_{dv}/F_{du}	F_{dv}	F_{du}	F_{dv}/F_{du}	F_{dv}	F_{du}	F_{dv}/F_{du}
2а	380	330	1,15	480	360	1,33	310	460	0,67
6а	350	360	0,97	510	420	1,21	480	290	1,66
22а	370	340	1,09	410	508	0,81	360	460	0,78
13а	340	370	0,92	396	439	0,90	420	390	1,08
1а	360	340	1,06	420	310	1,36	270	530	0,51
12а	360	350	1,03	450	206	2,19	310	550	0,56
7а	360	355	1,01	310	470	0,66	380	490	0,78

Анализ соотношения величин F_{dv} / F_{du} и их абсолютных значений позволяет отметить следующее:

— в многослойных неоднородных грунтовых массивах и при заглублении забивных свай в связные грунты несущая способность под остриём сваи практически всегда превышает несущую способность по боковой поверхности;

— величина заглубления сваи в несущий слой и вид грунта этого слоя во многом определяют соотношение величин F_{dv}/F_{du} , при этом в случае заглубления в несущий слой связных грунтов F_{dv} всегда больше F_{du} , независимо от длины сваи;

— однозначно выделить влияние неучитываемых или в неполной мере учитываемых в проектной практике факторов, процессов и явлений на несущую способность как по боковой поверхности и под острием сваи, так и суммарную расчетную несущую способность представляется затруднительным, что связано с их взаимоналожением, взаимозависимостью и взаимовлиянием;

— о тесном взаимовлиянии и особенно взаимозависимости влияния этих процессов, факторов и явлений говорит тот факт, что как для однородных связных грунтовых оснований, так и разнородных, при заглублении сваи в несущий слой связных грунтов, при относительно близких других условиях, соотношение F_{dv}/F_{du} может быть самым разнонаправленным и в разной степени: больше, меньше, равно больше или меньше многократно и т.д.;

— прогнозируемые при проектировании значения расчетных сопротивлений грунтов по результатам статического зондирования и по табличным данным, в реальных грунтовых условиях, могут быть как заниженными, так и завышенными, при этом различие может быть от 1,5 до 4,0 раз и более;

— все это определяет необходимость дальнейшего уточнения расчетных зависимостей для различных видов инженерно-геологических условий с учетом естественной неоднородности или изменчивости свойств грунтов, как за счет технологических особенностей устройства свай, так и других процессов, факторов и явлений, уже выявленных, либо тех которые могут быть выявлены в результате дальнейших исследований.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

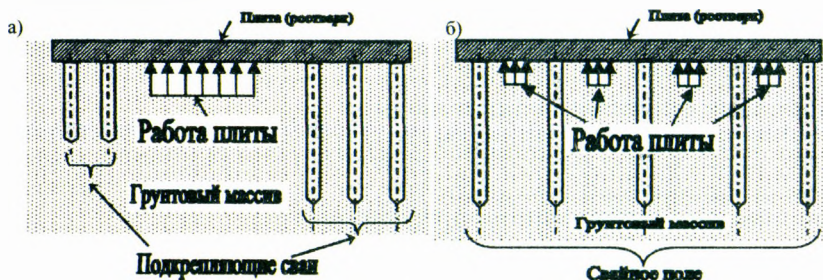
1. Шведовский, П.В. Сравнительный анализ расчетных методов определения несущей способности висячих забивных свай / П.В. Шведовский, П.С. Пойта, А.Ю. Дроневич // Вестник БрГТУ. – 2011. – №1 (51): Строительство и архитектура. – С. 28-31.
2. Пойта, П.С. Оценка методов несущей способности забивных свай / П.С. Пойта, П.В. Шведовский // Вестник БрГТУ. – 2009. – №1(55): Строительство и архитектура. – С. 30-32.
3. Никитенко, М.И. Некоторые проблемы свайных фундаментов в геотехнической практике Беларуси / М.И. Никитенко, В.Ю. Журовский // Строительная наука и техника – Минск, 2008. - №4 (14). – С. 44-51.
4. Никитенко, М.И. Методы определения несущей способности буронабивных свай по технологии SFA / М.И. Никитенко, Н.А. Чернышев, Сани Маради // Строительная наука и техника – Минск, 2011. - №1 (34). – С. 36-47.
5. Объект УП «Геосервис» № 554/108-06. Результаты испытаний грунтов натурными сваями статической вдавливающей нагрузкой. – Минск – 2013. – 48 с.
6. Проектирование забивных и набивных свай по результатам зондирования грунтов: пособие П2-2000 к СНБ 5.01.01-99. – Минск: Минстройархитектуры РБ, 2001, – 23 с.
7. Проектирование забивных свай: Справочник П4-2000 к СНБ 5.01.01-99. Минск: Минстройархитектуры РБ, 2001, – 68 с.

Сливка Д.Н., Пойта П.С., Шведовский П.В.

ОСОБЕННОСТИ ПРИМЕНЕНИЯ И УСТРОЙСТВА ПЛИТНО-СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ В БРЕСТСКОМ РЕГИОНЕ

В настоящее время основной мотивацией к внедрению в практику комбинированных плитно-свайных фундаментов являются общие проблемы фундаментостроения – повышение этажности зданий и соответствующий рост нагрузок, возникший дефицит «хороших» грунтов, высокая плотность городской застройки и нередко необходимость строить в плотное примыкание к существующим зданиям и сооружениям.

ПСФ представляет собой монолитную плиту, подкрепленную сваями того или иного типа и расположенными в виде свайного поля, лент, кустов или одиночных свай (рис. 1).



а – ПСФ с подкрепляющими сваями; б – со свайным полем

Рисунок 1 – Общие виды плитно-свайных фундаментов

Определяющим признаком ПСФ является не сам факт наличия двух компонент – плитной и свайной, а то, что обе компоненты фундамента являются несущими, обеспечивая непосредственную передачу нагрузки от надфундаментной конструкции на грунт основания: сваи – нижним концом и боковой поверхностью, плита – подошвой [1,2,3].

Для возможности включения в работу на отпор грунта плиты-ростверка необходимо наличие, как минимум, двух условий (помимо очевидного требования непосредственного опирания ростверка на грунт):

- свайная компонента ПСФ должна обладать определенной податливостью, т.е. возможностью развития осадки под нагрузкой;
- в монолитной плите – ростверке должны быть участки, достаточно удаленные в плане от свай.

Первое требование означает, в частности, что к ПСФ не могут быть отнесены свайные фундаменты со сваями, опирающимися на прочные несжимаемые грунты, исключающими возможность развития осадок. Тем не менее, это не исключает применения в составе ПСФ свай, формально отнесенных к стойкам. По поводу этого тезиса следует сделать следующие уточнения.

Для многих элювиальных грунтов характерно наличие в инженерно-геологическом разрезе достаточно мощных промежуточных слоев грунта, кото-

рые по своим формальным характеристикам должны быть отнесены к прочным, но обладающих заметной сжимаемостью. Соответственно, опирающиеся на них сваи по нормативной классификации считаются стойками, но дают вполне значимые осадки. Так, по результатам наших наблюдений, осадки забивных и буронабивных свай на подобных грунтах иногда достигают 2,5-3,0 см при нагрузках, меньших расчетной несущей способности этих свай. Уже при средней сжимаемости грунтов верхних слоев, служащих опорными для плиты-ростверка, такая осадочность свай может оказаться вполне достаточной для полноценного включения в работу плитной компоненты.

Второе требование отражает тот факт, что полноценный отпор по подошве плиты-ростверка может реализоваться лишь на участках, достаточно удаленных от свай, вне зоны их влияния. Такое влияние проявляется в вовлечении около-свайного грунта в общую осадку со свайе при формировании «осадочной воронки»[3,4].

Возможность включения в работу плиты присутствует лишь в зоне вне этих воронок. Традиционные варианты кустовых или ленточных ростверков, практически повторяющих в плане конфигурацию соответствующих групп свай, обычно такой возможности не предоставляют, как и большегабаритные в плане плиты, устраиваемые по «густой» сетке свай (свайному полю) с шагом свай не более 4 d.

Первая регламентация плитно-свайных (или – в нормативной терминологии – свайно-плитных) фундаментов имела место в нормативной документации РФ [5]. На наш взгляд, подход, реализованный в указанных нормах, не может рассцениваться как удачный. Фактически была принята концепция ПСФ со свайной компонентой в виде регулярного свайного поля, с шагом свай 5–8d (рис.16). Такой шаг несколько превышает традиционный для висячих свай шаг 3d и позволяет подключать к работе центральные участки межсвайных промежутков плиты. Однако весьма незначительная суммарная площадь подобных участков предопределяет и довольно низкую долю общей нагрузки, которую возможно передать на плитную компоненту ПСФ – не более 15%, согласно указанным Нормам. А в целом, плитно-свайный фундамент трактуется как некоторое развитие и расширение возможностей традиционного свайного фундамента, остающегося базовым и основным.

Более поздняя редакция [6] расширила концепцию ПСФ, сняв отмеченные выше ограничения.

В рамках этого подхода базовым, исходным типом фундамента является плитный на естественном основании. Лишь при невозможности удовлетворения тех или иных требований расчета по деформациям осуществляется переход к плитно-свайному варианту с постановкой определенного количества подкрепляющих свай.

Свай, таким образом, рассматриваются как элементы жесткости основания, свайная компонента ПСФ – как участок существенно повышенной жесткости, а плитно-свайный фундамент – с точки зрения расчета – как плита, лежащая на неоднородном по сжимаемости основании искусственно создаваемой (полезной) неоднородностью.

Наиболее рациональным при этом является размещение свай в виде кустов или рядом в опорных зонах несущих колонн и стен с минимальным шагом, как

схематично показано на рис.1. Работа плитной компоненты таким образом приурочивается к пролетным – межкустовым и межрядовым – участкам, а не к межсвайным. При этом никаких ограничений в доле, нагрузки, воспринимаемой плитной компонентой ПСФ, не возникает.

Можно выделить следующие типовые ситуации, в которых целесообразно (а иногда и безальтернативно) применение плитно-свайных фундаментов.

Слабые и насыпные грунты. Как отмечалось выше, постепенно возникающий дефицит «хороших» грунтов нередко заставляет использовать такие грунты в качестве оснований. Основные расчетные требования к фундаментам здесь – это ограничение величины общей (средней) осадки, а для насыпных грунтов – ограничение давления по подошве.

Задача решается постановкой подкрепляющих свай в опорных зонах колонн и стен по всей площади плиты. Количество свай и их параметры определяются условием восприятия ими соответствующей доли нагрузки, которую необходимо снять с подошвы плиты.

Неравномерная сжимаемость основания. Наиболее характерной ситуацией здесь является резкое падение кровли прочных грунтов в пределах строительной площадки. Подкрепляющие сваи здесь являются инструментом выравнивания неравномерных осадок плиты.

Примыкание к существующим фундаментам. При устройстве ПСФ вплотную к существующему, одним из вариантов снижения негативного влияния нового фундамента является его опирание в зоне примыкания на буронабивные сваи. Если возможно устройство свай-стоек, то это полностью снимает проблему негативного воздействия, более того, сами буронабивные сваи служат в определенной степени защитой существующих фундаментов при откопке котлована. В этом случае необходимо устройство дополнительных подкрепляющих свай с целью выравнивания осадок плиты.

Если устройство свай-стоек невозможно, то эффективным способом снижения негативного воздействия является консольный вариант примыкания. Ряд висячих буронабивных свай устраивается со смещением во внутренний пролет относительно краевой стены или ряда колонн. При этом снимается оппор грунта по подошве на краевой полосе между рядом свай и краем плиты – например, за счет устройства под подошвой деформативной подкладки. Такое удаление зоны передачи нагрузки на основание, от примыкающего фундамента, значительно снижает уровень воздействия на него, устройство же ряда висячих свай является способом повышения несущей способности и снижения деформативности соответствующего участка основания, где происходит значительная концентрация усилий (включая момент от консольного опирания краевой стены или колонн). Расчет подкрепляющих свай при этом ведется по условию выравнивания осадок плиты, включая зону концентрации.

Метод «отложенного решения». Суть метода заключается в том, что решение об устройстве подкрепляющих свай принимается не на стадии проектирования, в условиях дефицита достоверной информации о строении и свойствах грунтового основания, а в процессе строительства здания, в ходе и по результатам мониторинга, когда такие свойства уже проявились фактически.

В рамках этого метода фундамент изначально выполняется как плитный, причем в теле плиты устанавливаются специальные гильзы. При проявлении опасных тенденций в развитии осадок по мере роста нагрузок под плитой методом инъектирования через указанные гильзы устраиваются буроинъекционные сваи специального вида, превращающие фундамент в плитно-свайный.

Рассмотрим особенности работы ПСФ при их устройстве на слабых и шлитных грунтах на примере «3-звездочной гостиницы "Буг" по ул. Ленина в г. Бресте».

Проектируемое здание в плане имеет сложную форму. Состоит из трех пятиэтажных блоков, уровень ответственности здания II. Расчетные нагрузки приняты в соответствии со СНиП 2.01.07-85* "Нагрузки и воздействия": ветровая нагрузка для I ветрового района – 0,23, снеговая нагрузка (нормативная) для II снегового района – 0,8 кПа.

Нормативные значения временных нагрузок в помещениях приняты согласно нормативных документов:

– над перекрытием подвала: офисные помещения – 2,0, банкетный зал – 3,0, лестницы – 3,0, балконы и лоджии – 2 кПа;

– над перекрытием 1...4 этажей: жилые помещения – 1,5, лестницы – 3,0, балконы и лоджии – 2 кПа;

– над покрытием 5 этажа: покрытие – 0,5 кПа.

Вертикальные несущие конструкции здания – колонны (сечение 300x500), диафрагмы жесткости (толщина 200 мм) выполнены из монолитного бетона класса С20/25. Соединение арматуры колонн и диафрагм жесткости предусмотрено из отдельных стержней без использования сварочных соединений на строительной площадке. Наружные стены – поэтажно опертые из ячеистобетонных блоков. Перекрытие подвала – сплошной монолитный диск из бетона С20/25 толщиной 220 мм.

Рельеф строительной площадки ровный. Условия поверхности стока удовлетворительные. Неблагоприятные геологические процессы при производстве изысканий не установлены. Нормативная глубина сезонного промерзания грунтов составляет – 88 см.

Основанием под острием свай служат грунты со следующими характеристиками:

Песок пылеватый средней прочности мощностью $h=1,3$ м, $\varphi=31^\circ$, $C=4,0$ кПа, $\gamma=18,5$ кН/м³, $E=19$ МПа, $e=0,62$.

Песок пылеватый прочный мощностью $h=1,7$ м, $\varphi=34^\circ$, $C=5,9$ кПа, $\gamma=19,4$ кН/м³, $E=34$ МПа, $e=0,54$.

Супесь пластичная малопрочная мощностью $h=2,7$ м, $\varphi=18^\circ$, $C=11$ кПа, $\gamma=20$ кН/м³, $E=5$ МПа, $e=0,55$; $\Pi=0,73$.

Супесь пластичная средней прочности мощностью $h=2,1$ м, $\varphi=22^\circ$, $C=13,6$ кПа, $\gamma=20,6$ кН/м³, $E=13$ МПа, $e=0,51$; $\Pi=0,28$.

Фундаменты рассчитаны и запроектированы в программном комплексе «Конструктор зданий» в соответствии с СНБ 5.01.01-99 "Основания и фундаменты зданий и сооружений" с учетом требований СНиП 3.02.01-87 "Земляные сооружения. Основания и фундаменты" и Пособия П5-2000 к СНБ 5.01.01-99.

На рисунке 2 приведена расчетная модель ПСФ, рисунке 3 – эпюра осадок и рисунок 4 – эпюра напряжений в основании ПСФ.

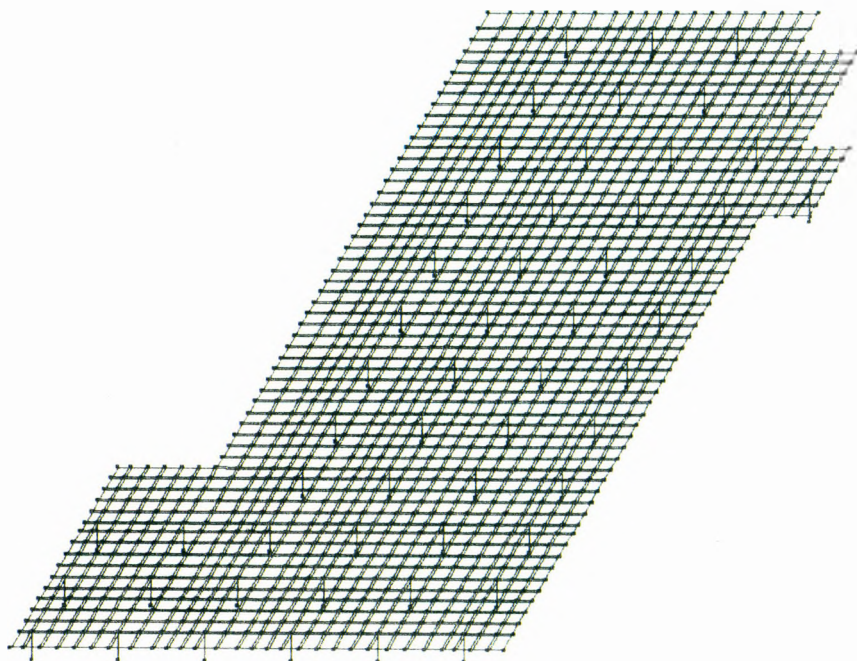


Рисунок 2 – Расчётная модель ПСФ

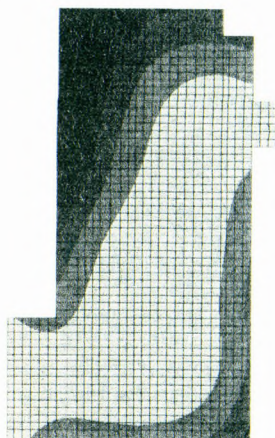


Рисунок 3 – Эпюра осадок ПСФ

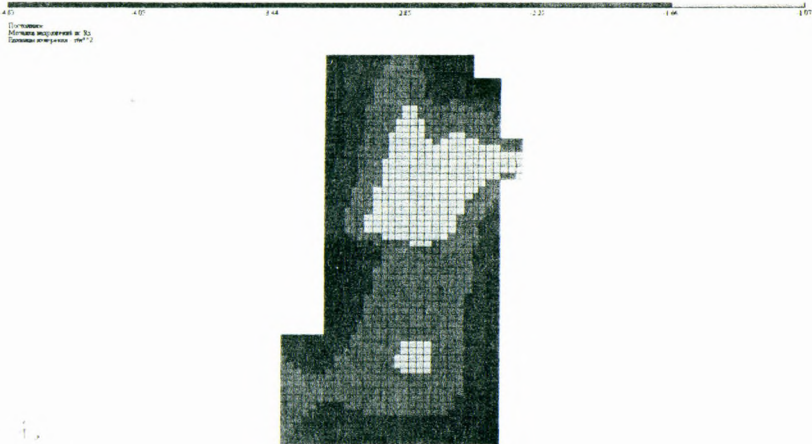


Рисунок 4 – Эпюра напряжений в основании ПСФ

Результаты расчетов показывают, что несущая способность ПСФ определяется суммой величин несущей способности околосвайного грунтового массива и грунтового массива под плитой. Соотношение этих величин – 3:1. Всё это показывает, что в таких условиях применение ПСФ – наиболее экономичный вариант.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Оржеховский, Ю.Р. Оптимизация решений плитных фундаментов на неоднородном основании. Геотехнические проблемы строительства архитектуры и геоэкологии на рубеже XXI века / Ю.Р.Оржеховский, В.В.Лушников, Р.Я. Оржеховская – Екатеринбург, Тамир: Издательство Казахстанской национальной геотехнической ассоциации 1023 с., в двух томах: т.1 (523 стр.), т.2 (500 стр.).
2. Бартоломей, А.А. Прогноз осадок свайных фундаментов / А.А. Бартоломей, И.М. Омельчак, Б.С. Юшков. – М.: Стройиздат, 1982. – 223 с.
3. Бахолдин, Б.В. Плитно-свайные фундаменты / Б.В.Бахолдин // Научно-технический журнал. Основания, фундаменты и механика грунтов. – М.,2003. – №5.
4. Голубков В.Н. Определение конечной осадки свайных фундаментов и развития осадки во времени / В.Н. Голубков // Республ. межвед. науч.-техн. сб. – Киев: Будивельник, 1970. – Вып. 3: Основания и фундаменты.
5. Проектирование и устройство свайных фундаментов:СП 52-102-2003/ Госстрой России – М., 2004. –СП 24.13330.2011.
6. Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03.85:СП 24.13330.2011. – М., 2011.

УДК 624.159.4.11.

Трубач Ю.В., Кремнев А.П.

ЭФФЕКТИВНОСТЬ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ЖЕСТКОГО АРМИРОВАНИЯ ПРИ УСИЛЕНИИ ЛЕНТОЧНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

При проектировании усиления необходимо максимально использовать существующий фундамент, обеспечив его совместную работу с элементами усиления [1, с. 131].

Совместная работа элементов усиления ленточных фундаментов с существующей конструкцией обеспечивается несколькими методами:

1. Устройством бетонных шпонок, выступов в углублениях существующего фундамента или несущих конструкций здания.

2. Устройством анкеров, заделанных в теле существующего фундамента.

3. Устройством сквозной арматуры.

4. Сваркой арматуры элементов уширения с оголенной арматурой усиливаемого фундамента.

5. При помощи специальных опорных элементов: подкосов, разгружающих металлических или железобетонных балок.

При использовании жесткого армирования, металлопрокатный профиль позволит создать жесткое соединение между существующим фундаментом и конструкцией усиления, что даёт возможность элементам усиления сразу же включиться в работу, без нервичных деформаций, которые могут негативно повлиять на существующий фундамент. Применение жесткого профиля при реконструкции и усилении фундамента, имеет значительные преимущества по сравнению с приведенными выше методами обеспечения совместной работы:

1. Жесткий профиль позволяет исключить ослабления конструкции, которую нужно наоборот усилить. При данном методе усиления можно избежать ослабления фундамента в тех местах, где запланировано заведение элемента усиления под подошву существующего фундамента. Также можно отказаться от проделывания шпонок и углублений, при данном методе усиления совместная работа нового и старого бетона будет обеспечена благодаря жесткому стержню и поверхности усиливаемой конструкции с выполненной насечкой, что позволит как удешевить усиление, так и избежать излишнего ослабления существующего фундамента.

2. Применение жесткого профиля, по сравнению с анкерами из стержневой арматуры, позволяет избежать даже незначительных перемещений и деформаций элемента усиления относительно существующей конструкции, что не может в полной мере выполнить анкер из стержневой арматуры, заделанный в теле усиливаемого фундамента.

3. При применении жесткого профиля, отверстие в теле фундамента устраивается при помощи алмазной коронки, которая не создает вибрационной нагрузки на тело фундамента и не приводит к случайным деформациям, причем отверстие при бетонировании полностью заполняется бетонной смесью и не является зоной ослабления после завершения работ по усилению. При проделывании сквозных отверстий для арматурных стержней, устраиваемых при помощи перфоратора, создается вибрационная нагрузка распространяемая по телу фундамента, которая может привести к нежелательным ослаблениям. Также проделанное отверстие не может быть полностью заполнено при бетонировании, поэтому является ослабленной зоной после завершения работ по усилению.

4. Предложенный метод с использованием жесткого армирования является более экономически целесообразным, чем при устройстве различных конструкций с подкосами и металлическими распределительными балками по всей длине усиливаемого фундамента. Экономия получается за счет того, что нет необходимости в устройстве распределительных металлопрокатных элементов. Жесткие стержни устанавливаются с шагом, при котором зоны сжатия не пересекаются и поэтому исключается разрушение по сжатому бетону, что и допускает исключения распределительных балок.

5. Метод усиления ленточных фундаментов с использованием жесткого армирования является более механизированным и менее опасным, так как нет необходимости в ослаблении фундамента для заведения конструкции усиления под подошву фундамента, также не нужно проделывать шпонки и углубления в существующем фундаменте, что позволяет не ослаблять усиливаемую конструкцию и избежать травматизма при выполнении работ. Предложенный метод не допускает обрушения конструкции и может производиться без полной разработки грунта до основания фундамента, что в свою очередь исключает выпор грунта и нарушение гидрогеологических условий под существующим фундаментом.

6. Данный метод позволяет осуществить пересадку ленточного фундамента на вдавливаемые, буронабивные или буроинъекционные сваи, расположенные с одной или с обеих сторон ленточного фундамента. При усилении с пересадкой ленточного фундамента на сваи можно практически полностью исключить развитие деформаций и осадку фундамента, так как несущая способность висячих набивных свай 200-400 кН, свай-стоек – 800-1000 кН. Это позволит значительно повысить полезную нагрузку на здание и, при необходимости, выполнить реконструкцию здания с возможностью надстройки этажей.

Для обеспечения прочного сцепления между новым и старым бетоном поверхность существующего фундамента очищают от грунта, старой гидроизоляции, химических веществ, а также от рыхлого раствора, бетона, промывают и просушивают, выполняют насечку поверхности контакта [2, с. 228].

С целью изучения прочностных и деформационных свойств узла сопряжения с жестким армированием была выполнена серия экспериментальных исследований практически на натуральных образцах.

За исходный образец для испытания принят фундаментный блок серии ФБС 9-6-3. При помощи алмазной коронки посередине блока в поперечном направлении были проделаны отверстия для размещения в нём жесткого стержня. Диаметр проделанного отверстия 160 мм.

Для армирования были выбраны два жестких стержня – швеллер № 6,5 для образца № 1 и двутавр (сваренный из двух швеллеров № 6,5) для образца № 2, а также, для сравнения, при армировании образца № 3 использовался арматурный каркас из четырех стержней диаметром 16 мм и класса арматуры S240. Все стержни каркаса одинаковы, расстояние между нижней и верхней парами стержней составило 96 мм, а расстояние между правым и левым стержнем 35 мм. Для поперечного армирования каркаса было принято 3 хомута из арматуры класса S240 с диаметром 6 мм. Сечение каркаса было подобрано так, чтобы геометрические характеристики каркаса совпадали с геометрическими характеристиками сечения из двух швеллеров сваренных стенками.

Передачи нагрузки от фундаментного блока (существующего фундамента) при усилении с использованием жесткого армирования осуществляется при помощи жесткого стержня и бетонной дополнительной части фундамента (банкет). Размер банкеты для испытания был принят 300x300x600. Причем, фундаментный блок, относительно бетонных элементов усиления (банкет), приподнят на 100 мм.

Всего для испытания взято 3 блока, что позволит сравнить эффективность использования жесткого армирования с применением различных сечений армирующих элементов.

Для бетонирования применялся бетон класса С30/37, что в дальнейшем было подтверждено результатами испытания отобранных контрольных образцов бе-

тона. Для уплотнения бетонной смеси использовался глубинный вибратор. Разопубливание элементов усиление было произведено через 3 суток, испытания проводились через 28 суток после производства бетонных работ. Уход за бетоном осуществлялся путем сохранения влажной среды поверхности конструкции соприкасающейся с открытым воздухом.

Для испытания было установлено 12 тензометров (ИЧ – 10) в местах наибольших по величине смещений одной точки относительно другой.

За первый образец принят фундаментный блок ФБС 9-6-3 усиленный при помощи жесткого стержня – швеллера № 6,5. Готовый образец поместили под пресс с посадкой его на слой цементно-песчаного раствора. Произвели центровку образца на опорной площадке прессы. Определили геометрический центр фундаментного блока, для обеспечения центрального нагружения и исключения неравномерного обжатия образца. Нагрузку прикладывали ступенями по 5 тонн.

Разрушающая нагрузка, для образца №1, составила 68 тонн. Первые микротрещины появились при нагрузке 20 тонн у основания фундаментного блока возле датчика № 3. При дальнейшем загрузении такие же трещины начали образовываться возле датчика № 9. Трещины на протяжении всего испытания незначительно увеличивались. Разрушение в итоге произошло по бетону элемента усиления, который хрупко разрушился из-за продавливания его жестким стержнем – швеллером. Внешний вид образца №1 после испытания приведен на рисунке 1.



Рисунок 1 – Общий вид образца №1 после испытания

За второй образец принят фундаментный блок ФБС 9-6-3, усиленный при помощи жесткого стержня – двутавра (сваренного из швеллеров № 6,5). Готовый образец поместили под пресс с посадкой его на слой цементно-песчаного раствора. Произвели центровку образца на опорной площадке прессы. Определили геометрический центр фундаментного блока, для обеспечения центрального нагружения и исключения неравномерного обжатия образца. Нагрузку прикладывали ступенями по 5 тонн.

Разрушающая нагрузка для образца № 2, составила 103 тонны. Первые микротрещины появились при нагрузке 40 тонн у основания фундаментного блока возле датчиков № 9 и № 12. Трещины на протяжении всего испытания незначительно увеличивались. Разрушение в итоге произошло по бетону фундаментного

блока из-за режущей силы жесткого стержня, что свидетельствует об эффективности данного армирования. При значительном раскрытии трещин и разрушении фундаментного блока также образовались трещины на одном из элементов усиления. Внешний вид образца №2 после испытания приведен на рисунке 2.

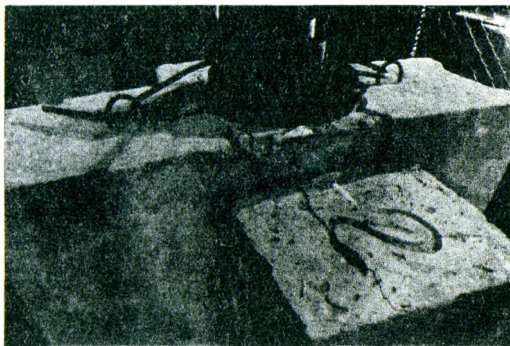


Рисунок 2 – Общий вид образца №2 после испытания

За третий образец принят фундаментный блок ФБС 9-6-3, усиленный при помощи арматурного каркаса. Готовый образец поместили под пресс с посадкой его на слой цементно-песчаного раствора. Произвели центровку образца на опорной площадке пресса. Определили геометрический центр фундаментного блока, для обеспечения центрального нагружения и исключения неравномерного обжатия образца. Нагрузку прикладывали ступенями по 5 тонн.

Разрушающая нагрузка для образца № 3 составила 82 тонны. Первые микро-трещины появились при нагрузке 40 тонн сверху фундаментного блока. Трещины на протяжении всего испытания развивались и увеличивались. Разрушение в итоге произошло по бетону фундаментного блока из-за режущей силы армирующего элемента. Хотя характер разрушение у образцов № 2 и № 3 совпадает, но жесткий стержень в итоге выдержал нагрузку на 20 тонн больше, чем арматурный каркас, что также свидетельствует об эффективности использования жесткого армирования. Внешний вид образца № 3 после испытания приведен на рисунке 3.

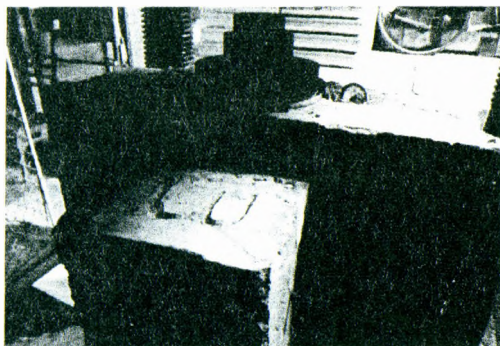


Рисунок 3 – Общий вид образца № 3 после испытания

Проведя испытания элементов фундамента, усиленных швеллером, двутавром и каркасом из стержневой арматуры, можно сделать вывод, что использование жесткого профиля является эффективнее каркасов. Это видно из диаграмм деформирования экспериментальных образцов, которые отображены на рисунках 4 и 5.

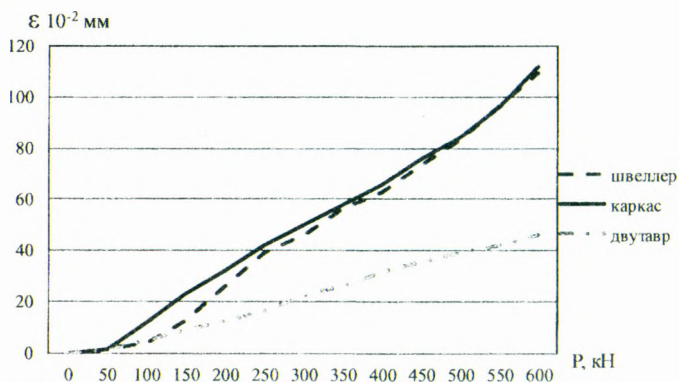


Рисунок 4 – Диаграммы деформирования (по вертикали) экспериментальных образцов при центральном сжатии

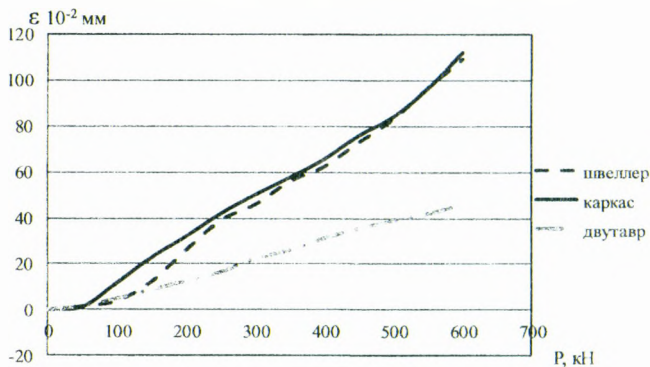


Рисунок 5 – Диаграммы деформирования (по горизонтали у основания набетонки) экспериментальных образцов при центральном сжатии

Из диаграмм видно, что перемещения как по горизонтали, так и по вертикали при использовании двутавровой балки значительно меньше, чем при других вариантах армирования. Следовательно, использование жесткого стержня, при усилении, значительно повышает жесткость соединения элемента усиления и существующего фундамента. Так же можно отметить, что при использовании жесткого стержня не только ниже деформативность, но и значительно выше несущая способность конструкции в целом, что также является существенным фактором при выборе метода усиления.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Реконструкция зданий и сооружений / А.Л. Шагин, Ю.В. Бондаренко, Д.Ф. Гончаренко, В.Б. Гончаров; под ред. А.Л. Шагина: учебное пособие для строит. спец. вузов. – М.: Высшая школа, 1991. – 352 с.
2. Проектирование реконструкции зданий и сооружений: учеб.- метод. комплекс: в 3 ч. / Д.Н. Лазовский. – Новополюк: ПГУ, 2010. – Ч. 2: Оценка состояния и усиление строительных конструкций – 340 с.
3. Далматов, Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты. – 2-е изд., переработанное и дополненное. – Л.: Стройиздат, Ленингр. отделение, 1988. – 415 с.
4. Келемешев, А. Д. Обследование и усиление зданий: учебное пособие для студентов специальности «Строительство»/ А.Д. Келемешев. – Алматы: КазГАСА, 2011. – 98 с.
5. Симагин, В.Г. Основания и фундаменты. Проектирование и устройство. – 2-е издание. – М.: Злательство АСВ Петрозаводск-Москва. – 2008. – 492 с.
6. Шагина, А.Л. Реконструкция зданий и сооружений / А.Л. Шагин, Ю.В. Бондаренко, Д.Ф. Гончаренко, В.Б. Гончаров; под ред. А.Л. Шагина: учебное пособие для строит. спец. вузов. – Минск: Высшая школа, 1991. – 352 с.

УДК 624.15 + 692.115 : 69.035

Шведовский П.В., Пойта П.С., Дронович А.Ю.

ОСОБЕННОСТИ ФОРМИРОВАНИЯ ЗОН УПЛОТНЕНИЯ В ОКОЛОСВАЙНОМ ГРУНТОВОМ МАССИВЕ И ВЗАИМОСВЯЗЕЙ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ, ОСТАТОЧНОГО И УПРУГОГО ОТКАЗОВ ПРИ ЗАБИВКЕ СВАЙ

Свайные фундаменты являются наиболее надежными в фундаментостроении, при этом, чем сложнее инженерно-геологические условия, тем предпочтительнее их применение. В настоящее время накоплен огромный объем научных данных о взаимодействии с грунтом свай различных конструкций и разработано множество методов определения несущей способности свай и осадок свайных фундаментов. Однако практически для всех объектов характерно недопогружение свай до проектной отметки и необходимость их срубки. Этому вопросу исследователями в последние 10-15 лет уделяется большое внимание, но до сих пор он не нашел более или менее удовлетворительного решения.

Но недопогружение свай лишь видимая часть "айсберга". При выборе глубины погружения свай проектировщик действует в условиях почти полной неопределенности. Произвести исследования грунта для каждой сваи невозможно, но по существующим правилам он обязан указать в проекте точную глубину погружения каждой сваи без исключения. В столь неопределенной ситуации проектировщик всегда вынужден увеличивать глубину заложения нижних концов свай про запас, так как он и только он несет полную и единоличную ответственность за надежность фундамента. Это и порождает, как показывает практика, проектирование свайных фундаментов с завышенной несущей способностью, и соответственно, максимальной энерго- и материалоемкостью. По оценке Б.И. Далматова [1], каждая третья свая в фундаментах является лишней. Системный характер этого негативного явления свидетельствует об актуальности рассматриваемой проблемы.

Как известно, в процессе погружения сваи забивкой вокруг нее в грунтовом массиве формируются зоны уплотнения, которые, в зависимости от направления и величины перемещения частиц, можно разделить на четыре группы. Первая зона диаметром 2-25 мм («грунтовая рубашка»), образуется непосредствен-

но на контакте с боковой поверхностью сваи. Грунт в этой зоне сильно деформируется и уплотняется, приближаясь к плотности бетона, и становится единым целым со свайей, из-за чего сдвиг сваи относительно грунта происходит по границе первой и второй зон, а не по самой свае. Во второй зоне диаметром до $3d$ (d – диаметр или сторона сечения сваи) частицы грунта, отжимаемые острием сваи (или при плоском торце – конусом из уплотненного грунта), смещаются в сторону и вверх. Эта зона характеризуется большими сдвигами частиц грунта с нарушенным состоянием. Непосредственно около головы сваи наблюдается понижение грунта в виде воронок, а затем максимальный подъем поверхности земли. В пределах второй зоны грунт постепенно переходит к своей природной структуре. В третьей зоне диаметром ($3-6$) d , грунт уплотняется в результате смещения частиц в радиальном направлении. В этой зоне структура грунта в основном сохраняется, но в некоторых случаях отмечается небольшое снижение плотности, происходящее в основном в водонасыщенных грунтах [2]. В четвертой зоне диаметром до $12d$ грунт претерпевает фактически только упругие деформации, и изменение его свойств незначительно. На увеличение несущей способности сваи в основном влияет степень уплотнения грунта во 2-й и 3-й зонах вокруг ранее забитых свай.

Безусловно, необходимо отметить, что размеры зон уплотнений зависят от свойств грунта, в который погружается свая. Так, в твердых и полутвердых глинистых грунтах общая ширина зон влияния сваи может быть описана радиусом ($10-12$) d , а в более водонасыщенных и менее прочных, – всего лишь ($2-3$) d . Это объясняется тем, что в слабых грунтах не происходит значительного уплотнения, раздвигаемого телом сваи грунта в радиальном направлении, а практически сразу происходит его выпор на поверхность. Чем больше пористость грунта, тем меньше зоны уплотнения вокруг сваи как для песчаных, так и для глинистых грунтов [3]. В рыхлых водонасыщенных песках зоны уплотнения превышают аналогичные зоны в сухих и маловлажных песках почти в два раза из-за разжижения грунта при динамическом воздействии, вызываемым погружением сваи забивкой.

Следует отметить, что на размеры зон уплотнения влияет и форма сечения сваи. Эксперименты, проведенные [2] в песках со сваями разной формы, показали, что уплотнение грунта вокруг сваи разного поперечного сечения неодинаково, и, как правило, у круглых свай оно больше.

В основании сваи формируется грунтовое ядро, в виде клина, которое движется вниз под острием сваи, уплотняя и раздвигая грунт в стороны. При этом, близко расположенные к свае слои грунта вытягиваются вниз в виде тонкой пленки, участвуя в формировании «грунтовой рубашки». Глубина ядра колеблется в пределах ($0,5-1$) d . Плотность «грунтовой рубашки» и ядра равен $2,2 \text{ т/см}^3$, что близко к плотности бетона. В случае имеющегося заострения сваи, грунтовое ядро дополняет острие, вследствие практического равенства объемных весов ядра и материала сваи, до формы клина. Однако острие сваи, как и форма его заострения, на несущую способность сваи существенного влияния не оказывают.

Анализ исследований [1, 3, 4] напряженно-деформированного состояния системы «свая-грунт» позволяет отметить следующее:

- в состоянии предельного равновесия свая стремится сдвинуться вниз, вместе с ней смещается небольшой слой грунта по боковой поверхности. В это время, в напряженной зоне под острием сваи происходят в основном упругие деформации грунта;

– при увеличении предельной нагрузки вдоль нижней границы поверхности предельного равновесия возникают пластические деформации, сопровождающиеся уплотнением грунта. Затем пластические деформации развиваются в пределах всей напряженной зоны у нижнего конца сваи, ограниченной поверхностью предельного равновесия;

– свая, находящаяся под нагрузкой, оказывает давление на окружающий ее массив грунта, в каждой точке которого возникают равные по величине, но противоположные по знаку реактивные напряжения: нормальные – в уровне низа сваи, нормальные (обжимающие) и касательные – на ее боковой поверхности;

– касательные напряжения, возникающие вследствие действия сил трения между грунтовой оболочкой, образовавшейся на свае и окружающим грунтом, вызывают в нем изменение напряженного состояния;

– под концом сваи грунт также подвергается деформации. Образующиеся области сдвигов взаимодействуют с окружающим грунтом. Перемещение этих областей начинается после преодоления влияния пригрузки от веса вышележащего грунта и происходит в результате его уплотнения, а также уплотнения боковых массивов грунта;

– при отсутствии выпора грунта вверх, пластическая область ниже торца сваи локализована внутри основания;

– на уплотнение грунта вокруг сваи большое влияние оказывают возникающие при ее забивке радиальные напряжения.

По опытам, проведенным в песках средней плотности [1, 2], были построены графики (рис. 1) распределения радиальных нормальных напряжений в массиве грунта вокруг сваи после ее погружения в трех точках, которые располагались на 7 см ниже острия сваи (кривая 2), на 10 см выше острия (кривая 3), на 53 см выше острия (кривая 4) и в уровне острия (кривая 1).

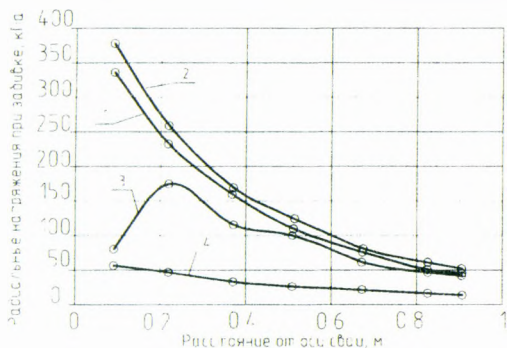


Рисунок 1 – Распределение радиальных нормальных напряжений вокруг сваи

Из графиков видно, что в небольшой зоне (1,5–2)d возникают значительные радиальные напряжения, гораздо большие, чем в уровнях, удаленных на 10 см от острия сваи в ту или иную сторону. Однако после прохождения каждого уровня напряжения в нем резко падали (кривая 3) и в дальнейшем составляли незначительную часть от ранее действовавших (кривая 4). Со временем напряжения в песках изменяются незначительно (на $\approx 5\text{--}10\%$), при этом тангенциальные напряжения σ_τ уменьшаются почти в 3 раза.

Необходимо отметить, что такая картина распределения напряжений в околосвайном массиве вызвана тем, что при погружении свай грунт перемещается в стороны под действием больших по величине, но кратковременных усилий. Изменение плотности грунта за весьма короткий промежуток времени и обусловливает значительное уменьшение пористости: в песках пылеватых с 0,67 до 0,5, а в песках мелких с 0,59 до 0,41.

Формирование околосвайного массива в глинистых грунтах принципиально отличается от песчаных. По данным исследований [3, 4, 5], интенсивное возрастание несущей способности происходит в первые дни после забивки, а в дальнейшем рост замедляется и носит вялотекущий характер. Например прирост несущей способности железобетонных свай сечением 30x30 см и длиной от 9 до 15 метров, погруженных в многослойные глинистые грунты, в течение первых двух суток может составлять до 150%, а за последующие 4-5 суток – 180 % от сопротивления свай, определенного сразу после забивки.

В водонасыщенных глинистых грунтах, за счет небольшого значения коэффициента фильтрации, вода, заключенная в порах, не успевает отфильтроваться, что приводит к объемному сжатию грунта и защемленным в нем пузырькам воздуха и, следовательно, к повышению давления поровой жидкости, особенно в межсвайном пространстве. После забивки свай, с течением времени, наблюдается релаксация полных напряжений, поровое давление рассеивается до гидростатического, а давление в скелете грунта возрастает до стабилизированного значения. При падении порового давления до нуля грунт приходит в статическое состояние, силы трения по боковой поверхности возрастают до максимальных значений, происходит тиксотропное упрочнение грунта в результате образования новых структурных связей, однако образования зон уплотнения вокруг свай практически не происходит.

Исследования [3,5] так же подтверждают, что между сопротивлением острия и боковой поверхности сваи наблюдается тесная связь, т.е. работа острия оказывает существенное влияние на работу боковой поверхности сваи, т.к. силы трения включаются в работу при смещении сваи на несколько миллиметров.

Величина же бокового трения сваи зависит от физико-механических свойств грунтов и перемещения сваи относительно грунта, при этом трение по боковой поверхности полностью мобилизуется при осадке сваи относительно грунта, равной 2,5-25 мм, независимо от глубины положения сечения. При этом максимальное значение бокового трения возрастает с увеличением глубины расположения рассматриваемого сечения сваи. После достижения силами трения своего максимального значения, что для разных грунтов представляет собой разные величины, нагрузку продолжает нести только острие сваи до полного исчерпания несущей способности сваи, после чего наступает срыв сваи.

Применяемый в практике для расчёта несущей способности одиночной сваи метод предельного равновесия предполагает, что грунт по боковой поверхности и под нижним концом сваи подчиняется законам теории предельного равновесия, а несущая способность определяется сопротивлением грунта по боковой поверхности и под острием сваи [1, 3].

Основная сложность заключается в достоверности определения значений удельного сопротивления грунта под острием и по боковой поверхности, а также в полноте учета особенностей изменения грунтов под нагрузкой, например, влияния релаксационных процессов для глинистых грунтов или степени уплотнения для песчаных.

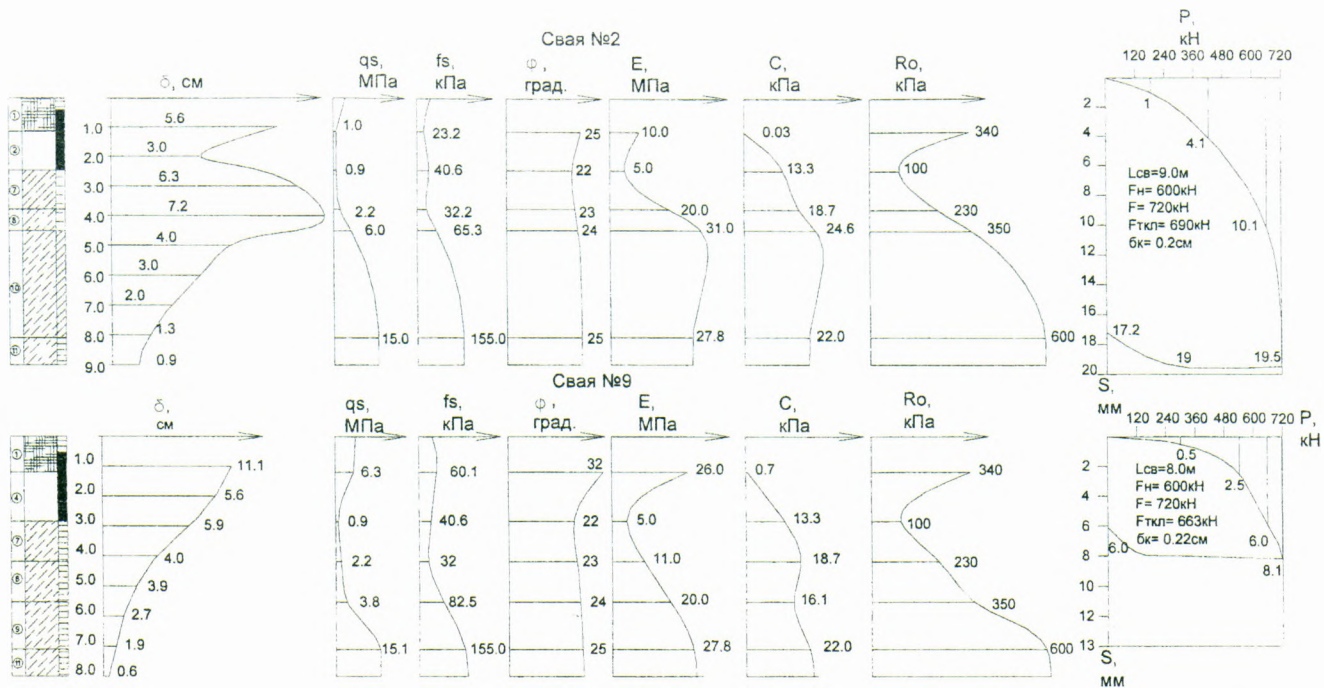


Рисунок 2 - Графики связи отказов (δ) и несущей способности свай (F) с деформационно-прочностными свойствами ($q_s, f_s, \phi, E, c, R_0$) грунтов оснований

Что касается песчаных грунтов, то сопротивление боковой поверхности и остря свай возрастает по линейному закону до глубины (10–20)d, а затем остается постоянным и является функцией начальной плотности песка.

Полученные нами [6] и другими исследователями [1,2, 3] данные показывают, что практически для одних и тех же грунтовых условий соотношения сопротивлений по боковой поверхности и под остриём свай, а также величины отказов могут быть в значительных пределах.

Всё это определяет необходимость поиска взаимосвязей и взаимозависимостей несущей способности (сопротивления грунта) и остаточных и упругих отказов свай.

На рис. 2 приведены экспериментальные данные для двух свай забитых на одной стройплощадке с различием грунтовых условий только верхней части массива, т.е. для свай № 2 схема грунтового массива «слабые – прочные», а для свай № 9 – «прочные – прочные». Свай забиты примерно на одну глубину – 9 и 8 м. Динамика отказа для свай №2 характеризуется параболической, а свай № 9 – линейной зависимостями.

Осадка же свай (S) при достижении примерно одной и той же несущей способности (F_{ткл}) различается более чем в два раза.

На глубине 8,0 м откос свай № 2 составил 1,3 см, а свай № 9 – 0,6 см, т.е. различие более чем в два раза.

Анализ совокупностей экспериментальных данных более чем для двенадцати свай позволяет сделать вывод, что существует взаимозависимость несущей способности свай (сопротивления грунта) как от остаточного, так и упругого отказов, однако их взаимосвязь определяет необходимость полного и достоверного учёта влияния деформационно-прочностных свойств грунтов основания как в естественном состоянии, так и в процессе забивки свай.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Долматов, Б.И. Проектирование свайных фундаментов в условиях слабых грунтов / Б.И. Долматов, Ф.К. Лапшин, Ю.В. Россихин. – Л.: Стройиздат, 1975. – 168 с.
2. Сирожиждинов, З. Несущая способность свайных фундаментов при центральных нагрузках/З. Сирожиждинов – Ташкент, Узбекистан, 1981. – 152 с.
3. Грязнова, Е.М. Разработка метода расчёта свайных фундаментов с учётом прочностных свойств грунтов и взаимодействия свай / Е.М. Грязнова. – Л.: Стройиздат, 1989. – 196 с.
4. Ковалёв, Ю.И. Распределение напряжений в пластической области грунтового массива при осесимметричном нагружении: сборник трудов МИИТ / Ю.И. Ковалёв – М., 1984 – Вып. 745. – С. 35-42.
5. Одинг, Б.С. Исследование взаимодействия свай с грунтом при вертикальной статической нагрузке / Б.С. Одинг // Сб. труд. Воронежского ИСИ. – 1968. – № 10. – Вып. 1. – С. 56-64.
6. Пойта, П.С. Оценка методов несущей способности забивных свай / П.С. Пойта, А.Ю. Дронович, П.В. Шведовский // Вестник БрГТУ = 2012. – №01 (73). – С. 77-81.

УДК 69.05(075.8)

Шумаков И.В., Фурсов Ю.В., Гонтарь А.А.

ОРГАНИЗАЦИОННО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ АСПЕКТЫ ВОЗВЕДЕНИЯ ПОДЗЕМНЫХ ЧАСТЕЙ ЗДАНИЙ

Рост объемов подземного строительства в крупных городах, развивающихся как культурно-исторические и торгово-промышленные центры, наблюдается сегодня во всем мире. Это связано с непрерывно возрастающей концентрацией городского населения и повышением численности автомобильного парка, кото-

рые порождают практически все наиболее острые современные городские проблемы – территориальные, транспортные, экологические, энергетические.

Создание подземных объектов в городских условиях при стесненности площадки зданиями, сооружениями, подземными коммуникациями, дорогами, объектами благоустройства должно учитывать не только требования надежности возводимых объектов, но и безусловную минимизацию влияния на окружающие здания, сети, дороги и геологическую среду. Комплексное выполнение таких задач требует от научных, проектных и производственных структур строительной отрасли введения инновационной составляющей в принимаемые конструктивные и организационно-технологические решения. Рассматривая вопросы надежности и эффективности функционирования организационно-технологических систем в инновационном строительном проекте, очевидно, необходимо учитывать, что речь идет о создании сложного динамического многофункционального объекта, система управления которого должна быть гибкой, чтобы допускать возможность адаптации к изменениям [1, 2]. Современная тенденция роста габаритов возводимых в котлованах подземных объектов имеет под собой почву уже освоенных инновационных схем, но часто применяемыми, в частности, в Харькове, можно назвать двухуровневые подземные автопаркинги монолитно-каркасных жилых домов. Характерным объектом-представителем в данной группе явился многоэтажный жилой комплекс «Новая Шатиловка».

Стесненность его площадки усугубляла высокая насыщенность территории подземными коммуникациями. В геоморфологическом отношении участок находился в пределах засыпанной крупной балки, в наиболее глубокой ее части. Насыпные грунты представлены свалками и отвалами суглинков, почв, строительного мусора, производственных и бытовых отходов (до 20 %), характеризуется резкой неоднородностью по составу, физико-механическим свойствам и фильтрационным параметрам. На отдельных участках сосредоточенной отсыпки коммунальных и производственных отходов содержание органических веществ достигает 90 %. При этом выяснилось, что в результате химико-микробиологических процессов разложения органики происходит образование и накопление различных токсичных веществ, микроорганизмов, фильтрата и газов. Главной особенностью экологической ситуации участка являлся смешанный характер загрязнения почвогрунтов, грунтовых вод и атмосферного воздуха. В воздухе скважин наблюдалось высокое содержание углекислого газа (CO_2) и метана (CH_4); максимальное содержание метана составило 57,3 % (глубина 4 м), что говорит о возможности скопления его взрывоопасных концентраций в объемах подземных помещений. Констатировалась сильная агрессивность химического состава грунтовых вод к бетонам.

В результате проведенных исследований была составлена база сценариев развития инженерно-геологических процессов по нескольким направлениям:

- продолжение процессов самоуплотнения, в том числе, за счет разложения органических веществ;
- резкое колебание уровня первого от поверхности локального водоносного горизонта типа «верховодка», что создаст угрозу затопления подземных частей здания;
- активногазовыделение (CH_4 и CO_2);
- микросуффозионные оседания в местах отвалов строительных отходов, что, с учетом общего оседания, может привести к порывам сетей;
- процессы химической коррозии бетонов и металлов.

Для обеспечения конструктивной и эксплуатационной надежности данного объекта был разработан ряд инновационных решений. Учитывая слабые структурные связи в насыщенных грунтах и возможность оползания и обвалов откосов котлована, а также стесненность площадки, была предусмотрена конструкция контурного ограждения откосов котлована из вертикальных забивных стальных труб диаметром 820 мм с горизонтальной обвязкой и распорками того же сечения (шаг труб 1500 мм, шаг распорок 7500 мм) (рис. 1). Для получения гарантированной стабильности грунта одна из сторон ограждения дополнительно закреплялась анкерами.

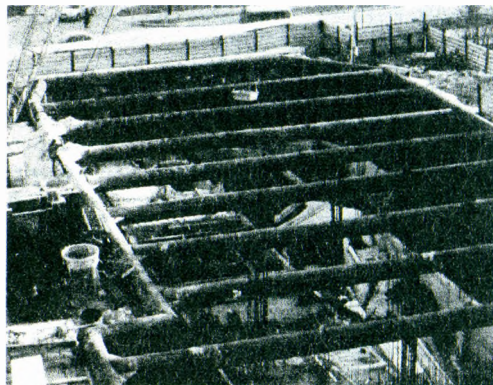


Рисунок 1 – Конструкция контурного ограждения откосов котлована

В качестве фундаментов использовались буриинъекционные сваи диаметром 750 и 630 мм длиной 20 м с погружением нижних концов в континентальные твердые алевритовые глины, ростверк выполнен в виде железобетонной фундаментной плиты. Противокоррозионная защита железобетонных подземных конструкций осуществлена путем применения сульфатостойкого цемента. По причине загазованности почвогрунта максимально увеличена высота цокольной части и снижено заглубление подземной части. Устроенная подземная гидроизоляция осуществлена в два слоя – обмазочная и оклеечная рулонная. Выполнен пластовый дренаж, совмещенный с газовым дренажом (рис. 2), кроме этого, была обеспечена дополнительная газовая вентиляция через устройство вентиляционных скважин на территории.

Для примененных организационно-технологических решений была произведена оценка по критериям инновационности:

- по степени влияния – изменяющиеся;
- по новизне – базисные;
- по предметному содержанию – процессные;
- по конечному потребителю – производственные;
- по масштабу применения – распространенные;
- по прецеденту использования – перенятые;
- по совокупным затратам и эффекту – эффектодобавляющие;
- по типу эффекта – экономические.

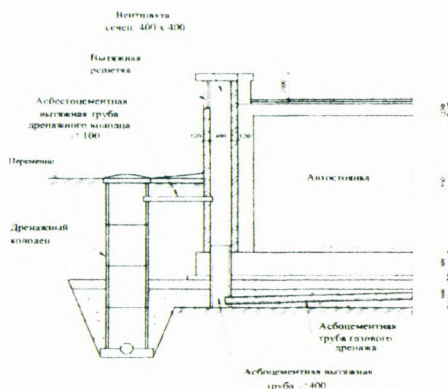


Рисунок 2 – Конструкция пластикового дренажа, совмещенного с газовым дренажом

Частью комплексных инновационных решений в данном проблемном поле является дренаж. В настоящее время существует недостаточное количество научно-методических разработок по прогнозированию технико-экономических показателей устройства дренажа при разработке мероприятий по инженерной защите зданий от подтопления. Одним из показателей эффективности строительного процесса является трудоемкость, прогнозирование которой необходимо для сокращения сроков и стоимости строительства [3, 4].

Имитационные модели широко используются для прогнозирования технико-экономических показателей. На этом основании была рассмотрена задача прогнозирования показателя трудоемкости устройства дренажных систем зданий от организационно-технологических факторов различного происхождения с использованием средств вычислительной техники и соответствующих информационных технологий [4].

В оценочной практике достаточно часто используются методы экспертных оценок [5]. В ряде случаев это вызвано отсутствием необходимой информации в обработанном для исследований процессе виде. В частности, одним из распространенных коллективных методов экспертных оценок является метод рангов, который позволяет выбрать из исследуемой совокупности факторов наиболее существенный. В качестве объектов наблюдения были приняты дренажные системы гражданских зданий. Для исследования влияния факторов была рассмотрена выборочная совокупность проектов.

Для принятия правильных и независимых оценок в эксперимент были приглашены эксперты – высококвалифицированные специалисты в области проектирования и строительства инженерных сетей водоотведения и дренажа. При подготовке к оцениванию были сформулированы 11 факторов, влияющих на трудоемкость устройства дренажных систем зданий, с возможностью добавления и исключения. Методом анкетирования была сформирована и оценена группа организационно-технологических факторов: степень совмещения работ; влажность грунта в условиях производства работ; стесненность строительной площадки; площадь дренирования; качество подготовки ложа и уплотнения грунта; уровень механизации работ; сезонность и атмосферные влияния на технологический процесс; показатель ожидания элементов дренажа перед

укладкой; соотношение угла естественного откоса к глубине заложения; обрачиваемость складских площадей; степень обеспеченности процесса выверочными приспособлениями.

Матрица парных корреляций строилась с использованием пакета прикладных программ Statistica 6.0. Анализ матрицы показал, что влажность грунта в условиях производства работ (фактор x_2) оказывает наибольшее влияние на трудоемкость работ (признак y), поскольку имеет наибольшее по модулю значение коэффициента парной корреляции с результативным признаком ($r_{y,x_2}=0,876$).

В конечную модель вошли переменные x_2 , x_9 :

$$y_i = 0,124 + 1,04x_2 - 0,52x_9.$$

Предложенная математическая модель позволяет осуществлять прогнозирование учета факторов, влияющих на показатель трудоемкости устройства дренажных систем зданий с целью разработки мероприятий по ее сокращению при разработке ПОС и ППР.

Кроме этого, в ходе исследований было выяснено, что одним из перспективных видов весьма распространенных трубчатых дрен являются грубофильтры из полимерно-волоконистых материалов (ПВМ). Их функция не только в сборе и транспортировке подземных вод, но и в предотвращении вымыва и выноса частиц из водоносного пласта, заиливания дренажных коллекторов. Актуален также параметр защиты от проникновения корневых тканей в дренаж. Их основой является объемный фильтр волокнисто-пористой структуры трубчатой формы, полученный пневмоэкструзионным способом из волокон термопластичных материалов (полиэтилен, полипропилен), толщина стенки которого от 10 до 30 мм.

ПВМ-грубофильтры обладают неоспоримо ценными качествами, основными из которых являются:

– высокая водоприемная способность (приближенная к условиям «идеальной» дрены);

– низкое гидравлическое сопротивление;

– высокая степень регенерации;

– долговечность (гарантийный срок эксплуатации 50 лет) [6];

– экологичность полимеров по сравнению с асбестоцементом и стекловолокном;

– регулируемое изменение пористости глубинного фильтрующего элемента.

В сочетании с простотой конструкции и удобством монтажа дрены из ПВМ позволяют сократить количество слоев дренажной обсыпки, повышают эксплуатационные характеристики дренажных систем, снижают трудоемкость монтажных работ. Экспериментально установлено, что при кольматации ПВМ-грубофильтр можно регенерировать способом обратной промывки без нарушения его структуры. При этом степень регенерации фильтра при постоянном промывочном расходе с давлением до 2 МПа может достигать 80 %, а при пульсирующем потоке – до 97 % [3].

Известно, что эффективность дренажа во многом зависит от конструкции фильтра, защищающего трубы от заиливания и его фильтрационных свойств. Фильтрующие элементы в дренажных конструкциях должны иметь как можно меньшее «собственное» сопротивление и обеспечивать при этом фильтрационную устойчивость осушаемых почв.

Для выяснения фактической водонепроницаемости ПВМ-грубофильтров были проведены испытания по определению коэффициента фильтрации кольцевых образцов через поверхность стенки (рис. 3).

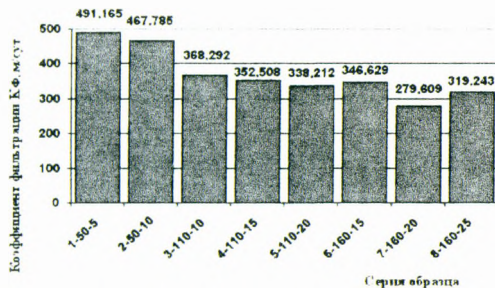


Рисунок 3 – График расчетных значений коэффициента фильтрации K_d образцов ПВМ-трубофильтров (серия образца: номер серии–наружный диаметр–толщина стенки)

Выводы. Примененный на объекте-представителе комплекс инновационных решений по производственному критерию был охарактеризован следующим. Изысканиями обоснована необходимость конструктивных и организационно-технологических нововведений для осуществления инновационных решений. Имело место соответствие проекта имеющимся производственным мощностям строительной организации. Было обеспечено наличие необходимой численности квалифицированного производственного персонала. Величина издержек производства была сопоставима с показателями издержек на строительном рынке в целом. Потребность в дополнительных производственных мощностях и оборудовании не возникла, а в экономические расчеты обоснования учтены внутренние резервы строительной организации. Уровень запроектированных мероприятий по безопасности строительного производства и дальнейшей эксплуатации объекта имел научную основу и обладал наивысшей степенью влияния на применяемые производственные решения.

Проведенные исследования показали возможности применения современных полимерных материалов в устройстве дренажных систем зданий, что снижает трудоемкость устройства дренажей, обеспечивает безотказный режим их эксплуатации и увеличивает долговечность объектов в целом. Исходя из результатов экспериментальной части исследований, можно заключить, что ПВМ-трубофильтры в практических условиях использования в дренажах обладают высоким запасом долговременной эффективности.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Методические рекомендации по оценке экономической эффективности инноваций в строительстве [Текст]. – М.: КИТС НОС, 2011. – 66 с.
2. Медынский, В.Г. Инновационный менеджмент / В.Г.Медынский. – М.: ИНФРА-М, 2008.- 295 с.
3. Пивовар, Н.Г. Дренаж с волокнистыми фильтрами для защиты территорий от подтопления: монография [Текст] / Н.Г. Пивовар, Н.Г. Бугай, В.Л. Фридрихсон(и др.). – К.: НАНУ, Институт гидромеханики, 2000. – 332 с.
4. Шилин, А.А. Гидроизоляция подземных и заглубленных сооружений при строительстве и ремонте [Текст] / А.А. Шилин, М.В. Зайцев, И.А. Золотарев, О.Б. Ляпидевская. – Тверь: Русская торговая марка, 2003. – 396 с.
5. Адлер, Ю.А. Планирование эксперимента при поиске оптимальных условий [Текст] / Ю.А. Адлер, Е.В. Маркова, Ю.В. Грановский. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Наука, 1976. – 279 с.
6. Материалы полимерные волокнистые: ТУ У 25.2-31061660-001:2005 [Текст]. – Х.: ООО НПІ «Рембудсервіс», 2005. – 21 с. – (Держспоживстандарт України. Технічні умови).

СОДЕРЖАНИЕ

СТРОИТЕЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ И ИЗДЕЛИЯ. ИННОВАЦИОННЫЕ ТЕХНОЛОГИИ СТРОИТЕЛЬНОГО ПРОИЗВОДСТВА

Бондарович А.И., Батяновский Э.И. МЕТОДИКА УСКОРЕННОЙ ОЦЕНКИ МОРОЗОСТОЙКОСТИ ВИБРОПРЕСОВАННОГО БЕТОНА В ИЗДЕЛИЯХ	3
Борисевич А.А. К ИСПОЛЬЗОВАНИЮ ГРАДИЕНТНЫХ МЕТОДОВ В ЗАДАЧАХ ОПТИМИЗАЦИИ СТРОИТЕЛЬНЫХ НЕСУЩИХ СИСТЕМ.....	9
Боровкова А.А. СОВРЕМЕННЫЕ ТЕНДЕНЦИИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОБЩЕЖИТИЙ ДЛЯ СТУДЕНТОВ В РЕСПУБЛИКЕ БЕЛАРУСЬ. ЖИЛИЩНЫЙ ВОПРОС.....	12
Васильев А.А. ПОВЫШЕНИЕ КАЧЕСТВА ОЦЕНКИ ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ И КОНСТРУКЦИЙ.....	16
Вишнякова Ю.В., Бакатович А.А., Наумова В.А. ЭКСПЛУАТАЦИОННЫЕ СВОЙСТВА ШТУКАТУРНЫХ РАСТВОРОВ С КАРБОНАТОСОДЕРЖАЩИМ НАПОЛНИТЕЛЕМ.....	23
Волик А.Р., Дунникова О.В. КОМПОЗИТНЫЕ МАТЕРИАЛЫ, ИСПОЛЬЗУЕМЫЕ ДЛЯ УСИЛЕНИЯ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....	29
Волик А.Р., Каскенов П.П. ПРОЧНОСТНЫЕ И ДЕФОРМАЦИОННЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ СТЕКЛОПЛАСТИКОВОЙ АРМАТУРЫ, ИСПОЛЬЗУЕМОЙ В СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЯХ	32
Галалюк А.В. ОЦЕНКА ПРОЧНОСТИ КАМЕННОЙ КЛАДКИ ПРИ ОБСЛЕДОВАНИИ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....	36
Грушевская Е.И., Мусафирова Г.Я., Максимович С.В. КОМПОЗИЦИОННЫЕ МАТЕРИАЛЫ НА ОСНОВЕ МИНЕРАЛЬНЫХ ВЯЖУЩИХ, МОДИФИЦИРОВАННЫХ ДОБАВКАМИ ВТОРИЧНЫХ ПОЛИМЕРОВ	39
Давыденко Н.В., Бакатович А.А. ИССЛЕДОВАНИЕ ФАКТОРОВ, ВЛИЯЮЩИХ НА ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА КОСТРОСОЛОМЕННЫХ ТЕПЛОИЗОЛЯЦИОННЫХ ПЛИТ	44
Драгель А.А. К ВОПРОСУ О ВЛИЯНИИ ДИСПЕРСНО-АРМИРУЮЩЕЙ ДОБАВКИ НА СВОЙСТВА ПЕНОБЕТОНА	51
Дубатовка А.И., Твердохлебов Р.В. ОПЫТ ПРИМЕНЕНИЯ ЛЕГКИХ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ В МНОГОЭТАЖНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ	57
Захаркина Г.И. ВИДЫ ПЕРСПЕКТИВНЫХ АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫХ РЕШЕНИЙ НАДСТРОЕК ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ ГРАЖДАНСКИХ ЗДАНИЙ ..	62

Колпашиников Г.А., Смирнова Г.Ф., Литвинович К.Р., Шкода В.И. МОЛЕКУЛЯРНАЯ КОНДЕНСАЦИЯ КАК ФАКТОР НАКОПЛЕНИЯ ИЗБЫТОЧНЫХ РАССОЛОВ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ СОЛЕОТВАЛОВ ВСОЛИГОРСКОМ ГОРНОПРОМЫШЛЕННОМ РАЙОНЕ.....	66
Корнеевко Н.А., Сафончик Д.И. ФИБРОМАТЕРИАЛЫ, ИЗГОТОВЛЕННЫЕ С ПРИМЕНЕНИЕМ ОТХОДОВ ХИМИЧЕСКИХ ПРЕДПРИЯТИЙ ГРОДНЕНСКОГО РЕГИОНА	69
Кочурко А.Н., Черноиван А.В. ЭКОНОМИЧЕСКАЯ ОЦЕНКА ПРОЕКТНЫХ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ	73
Кузнецова В.В. ВЛИЯНИЕ СПОСОБА СВАРКИ НА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ КРЕСТОБРАЗНЫХ СВАРНЫХ СОЕДИНЕНИЙ.....	84
ИЗ СТАЛЬНОЙ АРМАТУРЫ	
Кузьмич П.М., Милашук Е.С. АВТОМАТИЗАЦИЯ КАЛЕНДАРНОГО ПЛАНИРОВАНИЯ КАК ИНСТРУМЕНТ ПОВЫШЕНИЯ КАЧЕСТВА ПОДГОТОВКИ КАДРОВ	90
Матвеевко Е.В. ТЕПЛОПТЕРИ ЗДАНИЙ В РАЗЛИЧНЫХ ТИПАХ ГОРОДСКОЙ ЗАСТРОЙКИ	92
Матвейчук В.И. ФОРМИРОВАНИЕ ИНДИВИДУАЛЬНОГО ОБЛИКА ОБЩЕГОРОДСКОГО ЦЕНТРА НОВОПОЛОЦКА	98
Орловская Е.Ю. ПЕРСПЕКТИВНЫЕ НАПРАВЛЕНИЯ РАЗВИТИЯ АРХИТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНОГО РЕШЕНИЯ МОЛОДЕЖНЫХ ЖИЛЫХ КОМПЛЕКСОВ.....	103
Павлючук Ю.Н., Ковенько Ю.Г. ВЛИЯНИЕ ЦВЕТА ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ НА ИХ ТЕПЛОТЕХНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ	109
Пикула А.И. КОНСТРУКТИВНАЯ ЭКОЛОГИЧНОСТЬ КАК ОСНОВНАЯ КОНЦЕПЦИЯ БУДУЩЕГО РАЗВИТИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ	114
Платонова М.А. ЭКЛЕКТИКА В АРХИТЕКТУРЕ ВИТЕБСКА ВТОРОЙ ПОЛОВИНЫ XIX ВЕКА.....	118
Платонова Р.М., Платонова М.А. УСАДЬБА РУДНИЦКИХ В МИОРСКОМ РАЙОНЕ	122
Рак Н.А. СТАЛЕФИБРОБЕТОННЫЕ ПРОМЫШЛЕННЫЕ ПОЛЫ: ПРОБЛЕМЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ	126
Рябчиков П.В., Якимович В.Д., Батяновский Э.И. СОСТАВЫ И СВОЙСТВА ВЫСОКОПРОЧНОГО БЕТОНА, СОДЕРЖАЩЕГО УГЛЕРОДНЫЕ НАНОМАТЕРИАЛЫ	133
Санникова О.Г. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В АРМАТУРЕ НА СТАДИИ ИЗГОТОВЛЕНИЯ ПРИ КОМБИНИРОВАННОМ СПОСОБЕ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ...	139

Семенюк С.Д., Мельянинова Н.Н., Мамочкина М.Г., Дивакова Г.А. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-СТАТИСТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ КЕРАМЗИТОБЕТОНОВ КЛАССОВ 10/12,5 И 16/20.....	147
Семко А.В., Гукасян О.М. ВЛИЯНИЕ ТЕХНОЛОГИИ БЕТОНИРОВАНИЯ ТРУБООБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ НА ИХ ПРОЧНОСТЬ	153
Семко В.А., Лешенко М.В. ИССЛЕДОВАНИЕ ЗНАЧЕНИЙ ТЕПЛОТЕХНИЧЕСКИХ ПОКАЗАТЕЛЕЙ СТЕНЫ ИЗ ЛСТ ПРОФИЛЕЙ ПРИ РАЗНЫХ КОНСТРУКТИВНЫХ ПАРАМЕТРАХ	159
Снежков Д.Ю., Леонович С.Н., Энезия Патрик ОЦЕНКА КЛАССА ПО ПРОЧНОСТИ МОНОЛИТНОГО БЕТОНА В КОНСТРУКЦИЯХ: НОРМИРОВАНИЕ, МЕТОДЫ, КРИТЕРИИ	165
Срывкина Л.Г. ПРОБЛЕМЫ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ОБЪЕКТОВ-АНАЛОГОВ В СМЕТНЫХ РАСЧЕТАХ	172
Стороженко Л.Л., Качан Т.Ю., Білокуров П.С., Горб О.Г., Гришко Г.І. ЗАСТОСУВАННЯ АКРИЛОВИХ КЛЕЇВ ПРИ ПІДСІЛЕННІ ЗАЛІЗБЕТОННИХ БАЛОК.....	178
Тур В.В., Яловая Ю.С. ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ТЕОРИИ НЕЧЕТКИХ МНОЖЕСТВ ПРИ ВИЗУАЛЬНОМ ОБСЛЕДОВАНИИ ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....	183
Устинов Д.Б. ПЕРЕРАБОТКА И ВТОРИЧНОЕ ПРИМЕНЕНИЕ КРОВЕЛЬНЫХ БИТУМНЫХ ОТХОДОВ.....	188
Федорович П.Л., Смоляков А.В., Дрозд А.А., Батыновский Э.Н. ЭФФЕКТИВНОСТЬ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ ГРАНИТНЫХ ОТСЕВОВ РУШН «ГРАНИТ» В ЦЕМЕНТНЫХ БЕТОНАХ.....	195
Филиппенко Я.Д. ОБЪЕМНО-ПРОСТРАНСТВЕННЫЕ СООТНОШЕНИЯ НОВЫХ СТРОЕНИЙ СО СТАРЫМИ В ИСТОРИЧЕСКИХ ГОРОДАХ.....	203
Хоронжевская А.Ю., Удодова Е.Н., Хоронжевский Ю.А. ИССЛЕДОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ ПЛОЩАДИ КОММЕРЧЕСКОЙ НЕДВИЖИМОСТИ НА СТОИМОСТЬ ЕЕ КВАДРАТНОГО МЕТРА	208
Черноиван В.Н., Черноиван Н.В. ТЕПЛОВАЯ РЕАБИЛИТАЦИЯ ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ СОВМЕЩЕННЫХ РУЛОННЫХ КРОВЕЛЬ	212
Шабанов Д.Н., Пузиков Р.В. ОСОБЕННОСТИ ДЕФОРМАЦИОННЫХ ХАРАКТЕРИСТИК БЕТОНА И ПРИМЕНЕНИЕ ИХ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ	217
Шведов А.П., Лазаренко О.В. ВЛИЯНИЕ СУЛЬФАТА НАТРИЯ НА СОХРАНЯЕМОСТЬ БЕТОННЫХ СМЕСЕЙ С ДОБАВКОЙ СУЛЬФИРОВАННОЙ СМОЛЫ ПИРОЛИЗА.....	223
Шейда О.Ю., Батыновский Э.Н. ВЛИЯНИЕ ДОБАВКИ «УКД-1» НА СОХРАНЕНИЕ СВОЙСТВ БЕТОННОЙ СМЕСИ.....	228

Яловая Н.П., Халецкий В.А., Яловая Ю.С., Халецкая К.И.
ПРОБЛЕМЫ ЭМИССИИ АММИАКА ИЗ СТРОИТЕЛЬНЫХ
КОНСТРУКЦИЙ В ПОМЕЩЕНИЯХ ПОСТРОЕННЫХ ЗДАНИЙ 237

Ягубкин А.Н., Бозылев В.В.
К ВОПРОСУ ОПТИМИЗАЦИИ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ РЕЖИМОВ
ИЗГОТОВЛЕНИЯ СТЕНОВЫХ АРБОЛИТОВЫХ БЛОКОВ
С НАПРАВЛЕННОЙ УКЛАДКОЙ ЗАПОЛНИТЕЛЯ 245

ГЕОТЕХНИЧЕСКИЕ АСПЕКТЫ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ СТРОИТЕЛЬНЫХ ОБЪЕКТОВ

Лобачёва Н.Г.
РЕКОМЕНДАЦИИ ПО УСИЛЕНИЮ ОСНОВАНИЙ
ФУНДАМЕНТОВ УПЛОТНЯЮЩИМИ ДАВЛЕНИЯМИ 250

Пойта П.С., Пчелин В.П., Юськович В.И.
ПОВЫШЕНИЕ ЭФФЕКТИВНОСТИ ПОГРУЖЕНИЯ ПОЛЫХ СВАЙ В ГРУНТ ... 254

Пойта П.С., Шведовский П.В., Клебанюк Д.Н.
К ОСОБЕННОСТЯМ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НЕСУЩЕЙ
СПОСОБНОСТИ ЗАБИВНЫХ СВАЙ 257

Сливка Д.П., Пойта П.С., Шведовский П.В.
ОСОБЕННОСТИ ПРИМЕНЕНИЯ И УСТРОЙСТВА ПЛИТНО-СВАЙНЫХ
ФУНДАМЕНТОВ В БРЕСТСКОМ РЕГИОНЕ 264

Трубач Ю.В., Кремнев А.П.
ЭФФЕКТИВНОСТЬ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ЖЕСТКОГО АРМИРОВАНИЯ
ПРИ УСИЛЕНИИ ЛЕНТОЧНЫХ ФУНДАМЕНТОВ 269

Шведовский П.В., Пойта П.С., Дроневиц А.Ю.
ОСОБЕННОСТИ ФОРМИРОВАНИЯ ЗОН УПЛОТНЕНИЯ В ОКОЛОСВАЙНОМ
ГРУНТОВОМ МАССИВЕ И ВЗАИМОСВЯЗЕЙ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ,
ОСТАТОЧНОГО И УПРУГОГО ОТКАЗОВ ПРИ ЗАБИВКЕ СВАЙ 275

Шумаков И.В., Фурсов Ю.В., Гонгарь А.А.
ОРГАНИЗАЦИОННО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ АСПЕКТЫ ВОЗВЕДЕНИЯ
ПОДЗЕМНЫХ ЧАСТЕЙ ЗДАНИЙ 280

Научное издание

ПЕРСПЕКТИВНЫЕ НАПРАВЛЕНИЯ ИННОВАЦИОННОГО РАЗВИТИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА И ПОДГОТОВКИ ИНЖЕНЕРНЫХ КАДРОВ

Сборник научных статей
XIX Международного научно-методического семинара

23-25 октября 2014 года

Часть II

Текст печатается в авторской редакции

Ответственный за выпуск: *Шалобита Н.Н.*

Редактор: *Боровикова Е.А.*

Компьютерная вёрстка: *Соколюк А.П.*

Корректор: *Никитчик Е.В.*

ISBN 978-985-493-310-8



Издательство БрІТУ.

Свидетельство о государственной регистрации издателя, изготовителя, распространителя печатных изданий № 1/235 от 24.03.2014 г.

Подписано к печати 21.10.2014 г. Формат 60x84¹/₁₆.

Бумага «Снегурочка». Гарнитура Times New Roman.

Усл. печ. л. 16,85. Уч.-изд. л. 18,13. Заказ № 876.

Тираж 200 экз. Отпечатано на ризографе учреждения образования «Брестский государственный технический университет».

224017, г. Брест, ул. Московская, 267.