



Министерство образования Республики Беларусь  
*Белорусский национальный технический университет*

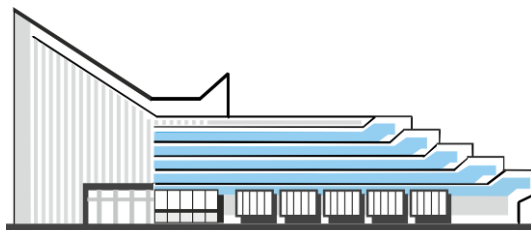


С т р о и т е л ь н ы й   ф а к у л ь т е т

**СОВРЕМЕННЫЕ МЕТОДЫ  
РАСЧЕТОВ И ОБСЛЕДОВАНИЙ  
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

Материалы  
79-й студенческой  
научно-технической конференции

Электронное научное издание



Минск  
БНТУ  
2023

Редакционная коллегия:

В. В. Бондарь – канд. техн. наук, зав. кафедрой «Строительные конструкции им. д.т.н., профессора Т.М.Пецоляда»;

В. Ф. Зверев – канд. техн. наук, профессор кафедры «Строительные конструкции им. д.т.н., профессора Т.М.Пецоляда»;

А. А. Хотько – канд. техн. наук, доцент кафедры «Строительные конструкции им. д.т.н., профессора Т.М.Пецоляда»

Составители:

А. А. Хотько – канд. техн. наук, доцент кафедры «Строительные конструкции им. д.т.н., профессора Т.М.Пецоляда»

Рецензенты:

**А. Е. Шилов** – канд. техн. наук, доцент кафедры «Строительные конструкции им. д.т.н., профессора Т.М.Пецоляда»;

**Н.А. Рак** – канд. техн. наук, доцент кафедры «Строительные конструкции им. д.т.н., профессора Т.М.Пецоляда»

Сборник содержит материалы 79-й студенческой научно-технической конференции. В издании освещены материалы пленарного заседания, исследующие проблемы проектирования, конструирования и обследования железобетонных конструкций.

Предназначено для научно-педагогических работников, студентов, магистров и аспирантов.

## СОДЕРЖАНИЕ

<i>Барбашинская Д.А.</i> Проектирование трехэтажного шарообразного дома с максимальной открытостью пространства с использованием клееных конструкций .....	2
<i>Буяльский К.А., Паус Я.А.</i> Пути снижения аварийности зданий и сооружений в Республике Беларусь.....	10
<i>Дольникова В.А.</i> Проектирование несущих конструкций покрытия зимнего сада на территории санатория - профилактория БНТУ .....	17
<i>Ильючик Д.М.</i> Усиление перекрытия металлическими балками.....	26
<i>Подберезкий В.В.</i> Проектирование стального каркаса здания специализированного склада в агрогородке Теплень.....	32
<i>Устин П.В.</i> Проектирование каркасного деревянного двухэтажного жилого дома с тремя спальнями и одной гостиной.....	39
<i>Хомидов Муроджон</i> Сравнение опытного и теоретического значений поперечной силы при проведении испытаний балки по наклонному сечению.....	49
<i>Хотько Е.А.</i> Особенности оценки напряженно-деформированного состояния многопустотных железобетонных плит, усиленных установкой дополнительной композитной арматуры в растянутой зоне .....	52

## **Проектирование трехэтажного шарообразного дома с максимальной открытостью пространства с использованием клееных конструкций**

Барбашинская Д.А.

*Научные руководители: Згировский А.И., Кононович К.В.*  
Белорусский национальный технический университет

Использование в несущем каркасе жилых зданий клееных деревянных элементов возможно при больших пролетах или в пространственных каркасах. Формы клееных деревянных конструкций могут быть разнообразными, появляется возможность создавать здания любых очертаний, в том числе криволинейные и пространственные с определёнными несущими системами. Проектирование сооружения со криволинейной поверхностью является сложной задачей, поэтому поиск, создание новых конструктивных систем, является творческой задачей.

Жилой дом рассчитан на одну обособленную семью из 4-5 человек: 2 взрослых и 2-3 ребёнка. Войти в дом можно через два входа – главный и технический. На первом этаже располагаются помещения общего пользования: фойе, комната отдыха, тренажёрный зал, сауна, душевая, построчная, котельная и рабочий кабинет. На втором этаже располагается кухня-столовая, гостиная, кладовка, гардероб и хозяйская спальня. 3-й этаж запроектирован с архитектурным приёмом, называемым «второй свет», здесь располагаются две детские спальни. Санузлы предусмотрены на всех трёх этажах. Самый верхний этаж – технический, необходим для обслуживания инженерных коммуникаций дома.

В данном проекте заложена идея единения человека с природой. Это отображено в выборе материала для отделки фасада дома. Медь на кровле должна со временем позеленеть, а гонт из лиственницы стать серым от климатических воздействий. Таким образом, дом максимально интегрируется в окружающую среду, особенно удачно это будет выглядеть в лесистой местности или густозаселённом природном участке.

В самом начале работы над проектом, была идея устроить камин, проходящий в центре дома через все этажи внутри колец. Но в итоге

пришли к решению устроить в центре стеклянный пол в поддержку идеи этого проекта, а идея такова: единение семьи, её членов друг с другом. Смысл в том, что каждый может заниматься своими делами, находясь на разных этажах дома, но при этом есть возможность видеть друг друга с определённых ракурсов, за счёт частично стеклянного прозрачного пола, в результате чего и создаётся единое пространство.

Тема ЕДИНЕНИЯ, заложенная в проект, выбрана не случайно, так как она актуальна в мире в данный момент времени. И начинаться единение в мире должно с малого – с семьи.

Здание шарообразное, диаметром 14,0 м, высотой 10,57 м. В здании предусмотрены три жилых этажа, высотой по 3,0 м и один технический этаж. Конструктивная схема купола – ребристая. Основу купола составляют меридиональные гнутоклееные ребра. Каркас купола состоит из 24 радиальных дугообразных полуарок, связанных между собой тремя междуэтажными перекрытиями. Перекрытия выполнены из клееных балок, расположенных радиально попарно в плоскости гнутоклееных ребер. В плане меридиональные ребра купола опираются на железобетонную плиту с шагом 1,588 м Шаг ребер на отм.2,93 м – 3,78 м. Водосток – наружный, неорганизованный.

Основные конструкции дома представлены 24-я гнутоклееными полурамами (размеры в сечении 120x396 мм), соединёнными центральным коньковым кольцом из клееной древесины на отметке +10,57 м. Все этажные перекрытия образованы главными двойными балками из клееной древесины сечением 100x231 мм, расположенными радиально от гнутоклееных полуарок и соединённых в центре каждого перекрытия опорными кольцами диаметром 1,6 м.

Общий вид 3-х этажного жилого дома со стороны главного входа и со стороны технического входа представлены на рисунках 1 и 2. Фасады показаны на рисунке 3. На рисунке 4 представлены фасады.

На купол действуют одновременно несколько нагрузок и возможно несколько их сочетаний с учетом отсутствия некоторых из них или возможного изменения схем их приложения. Купол рассчитывается на каждую из нагрузок отдельно, а затем составляются наиболее невыгодные комбинации нагружения.



Рисунок 1 – Общий жилого дома со стороны главного входа.



Рисунок 2 – Общий жилого дома со стороны технического входа.



Рисунок 3 – Фасады жилого дома в осях «6-18» и «18-6».

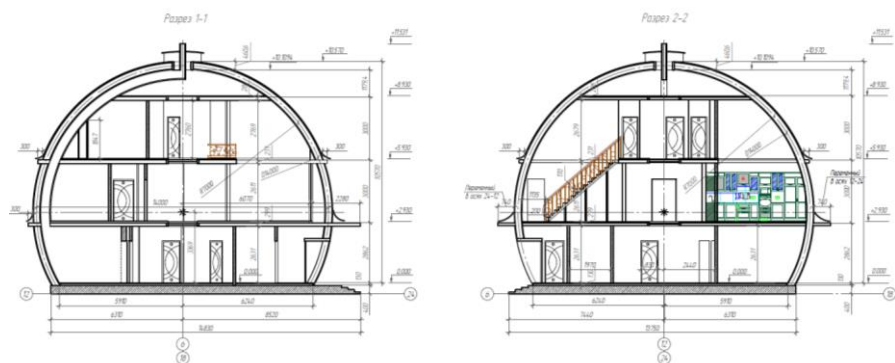


Рисунок 4 – Продольный и поперечный разрезы жилого дома.

Нагрузка от покрытия и перекрытия определялась суммированием нагрузок от отдельных их элементов. В ребристых куполах выгодно сочетаются индустриальность изготовления с преимуществом пространственных конструкций. Характерными особенностями всех купольных покрытий являются унификация формы и размеров ребер, дающая возможность изготавливать их заводским способом, транспортабельность элементов при их перевозке, простота и быстрота сборки конструкции возможность устройства кровельного настила непосредственно по несущей конструкции.

Куполообразное сооружение представляет собой стержневую, многократно статически неопределимую систему. Статический расчёт выполнялся в программном комплексе [Autodesk Robot Structural](#)

[Analysis Professional](#). В нём строилась пространственная модель со стержневыми элементами, воспринимающими усилие и момент в 3-х плоскостях. Каркас имеет шарнирные опоры и шарнирные узлы крепления к верхнему опорному кольцу. Остальные узлы выполнены жёсткими. Геометрические характеристики стержней принимались по заданным сечениям. Пространственная модель шарообразного дома представлена на рисунке 5.

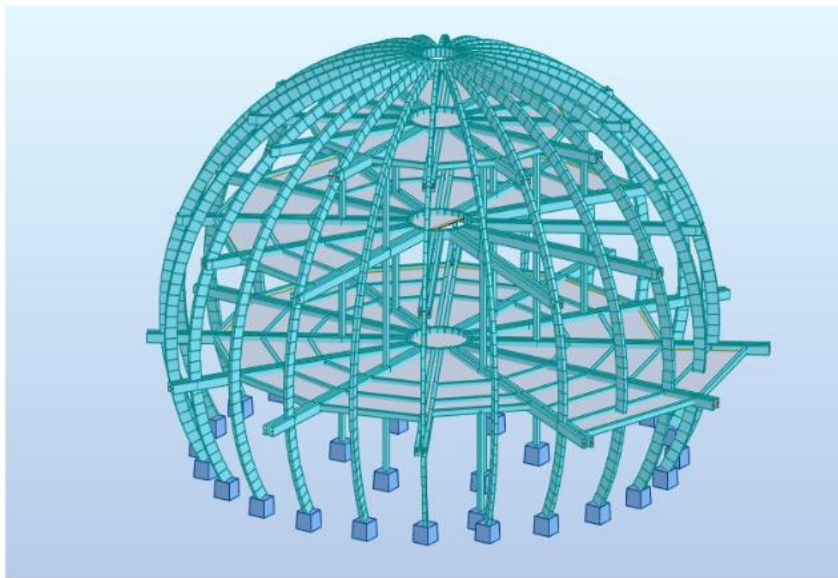


Рисунок 5 – Пространственная модель жилого шарообразного дома в Autodesk Robot Structural Analysis Professional

Распределение нагрузки на стержневую конструкцию такой формы достаточно трудоёмкая задача, поэтому в каркасе моделировались тонкие плиты-оболочки которые автоматически распределяли на стержни приложенную на них распределённую по площади нагрузку. Это позволило учесть пространственную работу каркаса и получить распределение усилия во всех стержнях модели.

Стоит отметить что определённую сложность представляет приложение ветровой нагрузки на каркас такой формы. Поэтому ветровая нагрузка в программном комплексе генерировалась автоматически. Моделировался ветровой поток со скоростью ветра 24 км/ч обдувающий поверхность модели и создающий на



поверхности различные зоны положительного и отрицательного давления. Эпюра ветрового давления для купола показана на рисунке 6.

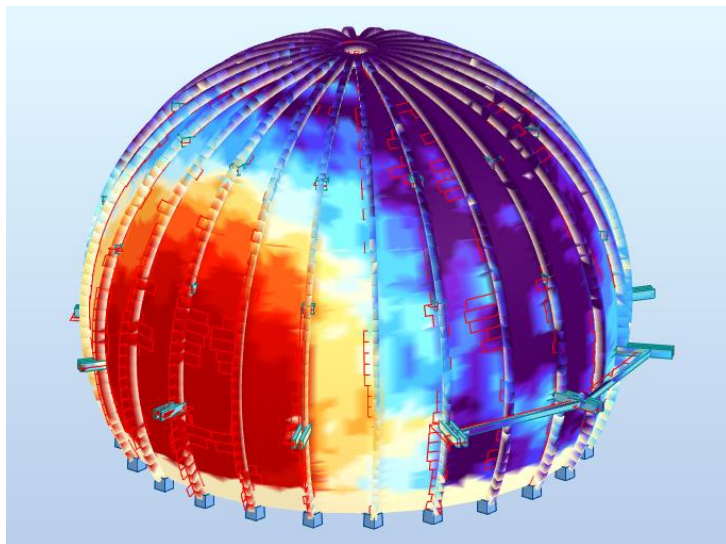


Рисунок 6 – Эпюра ветрового давления для купола полученная в Autodesk Robot Structural Analysis Professional

Строительство жилого дома предполагалось в окрестностях г. Минска. Вычислялось характеристическое значение снеговой нагрузки на грунт в зависимости от высоты местности над уровнем моря. Определялся коэффициент формы снеговых нагрузок, которые должны использоваться для цилиндрических покрытий (сводчатых или близких к ним) при отсутствии снегоудерживающих ограждений. Определялась также схема распределения нагрузок без учета заносов и с учетом заносов.

Собственный вес деревянных конструкций для предварительного расчета в программном комплексе задаётся программой автоматически для арок, прогонов, элементов междуэтажного перекрытия исходя из заранее заданных в ней плотности материала и размеров сечений. Для клееной древесины класса прочности GL 32h характеристические значения принимались по СП 5.05.01-2021, а объемный вес по СН 2.01.02.

В результате анализа полученных усилий в элементах каркаса пространственной конструкции были получены максимальные усилия, по которым и производился окончательный подбор сечений и конструирование узлов сопряжения элементов каркаса. Максимальное продольное усилие в колоннах (стойках) составило 119 kN. Максимальный изгибающий момент во второстепенной балке – 6,4 kNm. Максимальный изгибающий момент в главной (радиальной) балке – 20,4 kNm. Максимальный изгибающий момент и продольное усилие в полуарке – 27,0 kNm и 103 kN.

Сечение основных полуарок составило 120x397 мм. Сечения главных радиальных балок принимались 100x231 мм. Главные балки внутри купола объединены при помощи кольцеобразной распределительной балки сечением 100x231 мм. Сечение второстепенных балок составило 100x198 мм. Сечение промежуточных стоек – 120x198 мм. Сечения деревянных элементов корректировались из условия размещения нагелей диаметром 16 мм. Каркас жилого дома представлен на рисунке 7. Для деревянных клееных элементов, использовался клей AkzoNobel.

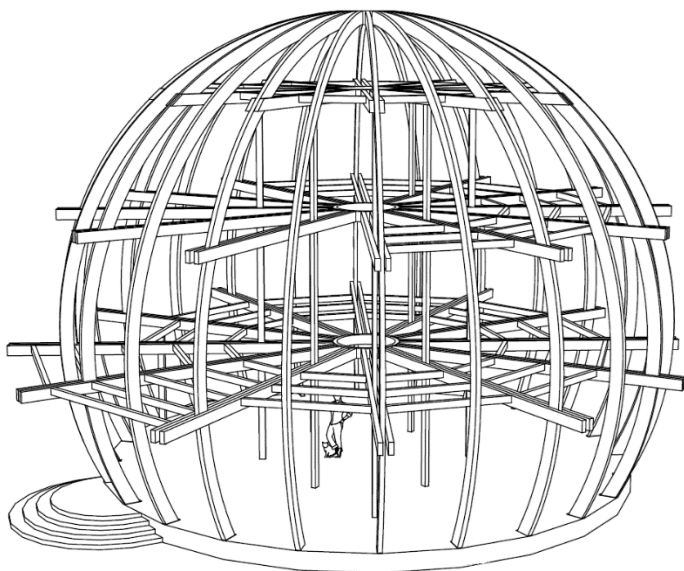


Рисунок 7 – Каркас жилого дома

### **Список использованных источников**

1. СН 2.01.01-2022. Основы проектирования строительных конструкций. – Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, Минск, 2022. – 65 с.
2. СН 2.01.02-2019 «Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Объемный вес, собственный вес, функциональные нагрузки для зданий».
3. СН 2.01.04-2019. Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Снеговые нагрузки. – Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, Минск, 2020. – 43 с.
4. СН 2.01.05-2019. Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Ветровые воздействия. – Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, Минск, 2020. – 128 с.
5. СП 5.05.01-2021 «Деревянные конструкции. Строительные нормы проектирования / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск: 2021. – 110 с.
6. Конструкции из дерева и пластмасс. Методические указания к практическим занятиям для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» А.И. Згировский, А.В. Оковитый, 2012. – 89 с.

## **Пути снижения аварийности зданий и сооружений в Республике Беларусь**

Буяльский К.А., Паус Я.А.

*Научный руководитель – Шилов А. Е.*

Белорусский национальный технический университет

Объем вновь возводимых и реконструируемых зданий и сооружений на территории РБ постоянно возрастает, однако качество исполнения конструкций на многих объектах остаётся невысоким. Причинами этого является низкая технологическая оснащённость, недостаточная квалификация персонала, а также отсутствие на уровне ТНПА чётких правил взаимодействия и ответственности всех участников инвестиционного процесса. Существуют и частные проблемы, регулярно возникающие на всех этапах возведения и реконструкции зданий, включая низкое качество опалубочных и арматурных работ, вопросы организации зимнего бетонирования, контроля качества бетонной смеси, оценки прочности бетона в существующих конструкциях, геодезического контроля геометрической точности в процессе строительства и т.д. В основном, все вышеперечисленные проблемы возникают из-за несоблюдения требований и правил действующих ТНПА и проектных решений. При этом следует отметить, что в некоторых ситуациях и сама проектная документация требует корректировки и доработки.

В совокупности изложенные причины приводят к росту числа аварий, анализ которых показывает, что как и в других странах, их основными причинами в большинстве случаев являются грубые ошибки и нарушения требований норм при проектировании и строительстве. Очевидно, что для снижения аварийности следует усилить работу по обозначенным направлениям, в том числе и органам надзора.

Особое значение для решения этой проблемы имеет Указ Президента РБ № 420 от 12 октября 2015 г., в котором указаны основные мероприятия по усилению персональной ответственности руководителей (нанимателей) соответствующих организаций за качество разрабатываемой проектно-сметной документации, строительства, ремонта, поддержания в надлежащем состоянии, реконструкции и модернизации объектов.

В настоящее время, помимо разумной роли органов управления и контроля, стимулированием участников строительного процесса к созданию и обеспечению продукции надлежащего качества, необходимо создание четкой системы взаимосвязанных ТНПА, регулирующих не только технические, но и организационно-правовые вопросы строительства.

С начала 2010-го года в РБ введен в действие технический регламент “Здания и сооружения, строительные материалы и изделия. Безопасность” [1], который в сентябре 2015 года был переиздан с изменениями и дополнениями. Одним из главных требований данного регламента является необходимость декларирования соответствия продукции установленным требованиям на всех этапах жизненного цикла зданий и сооружений, включая проектирование, изготовление материалов, изделий и конструкций, возведение, эксплуатацию и реконструкцию.

Согласно исследованиям, проведенным в Российской Федерации компанией «ВЕЛД» Научно-промышленного союза РФ [3] основными причинами аварий зданий и сооружений являются: ошибки на стадии проектирования -10% ; низкое качество работ или упущения при монтаже конструкций -28% ; низкое качество материала -15%; низкое качество изготовления конструкций -13%; упущения при эксплуатации – 26%; недостатки норм проектирования, правил изготовления и монтажа -3%; ошибки экспертных организаций – 5%. На сегодняшний день в РБ подобной статистики нет, однако, наверняка цифры будут сопоставимы.

Проблеме аврийности зданий и сооружений посвящены многие работы д.т.н., проф. Казачка В.Г., Шилова А.Е. и других авторов [2,4,5,6].

В основу настоящей статьи положены основные положения и наиболее важные моменты исследования [7], выполненные под научным консультированием к.т.н. Шилова А.Е, в котором сделаны выводы о необходимости совершенствования технологий возведения и реконструкции зданий и сооружений в РБ на основе современных методов диагностики, а также даны соответствующие рекомендации. Основной целью всех вышеперечисленных исследований и работ является обеспечение и контроль качества строительной продукции с целью её безопасной эксплуатации и повышения импортозамещения

и конкурентоспособности в связи с выходом на новые зарубежные рынки.

Результатом проведенных исследований по рассматриваемой в статье тематике являются следующие выводы и рекомендации, реализация которых несомненно приведет к снижению аварийности зданий и сооружений в Республике Беларусь :

1. Строгое соблюдение ТНПА РБ в области проектирования, возведения и эксплуатации зданий и сооружений – главное условие повышения их надежности и долговечности;

2. Целесообразен взаимоувязанный подход в процессах проектирования и технологиях возведения зданий и сооружений. Здесь определяющая роль принадлежит именно опалубкам и опалубочным технологиям, а их выбор осуществляют с учетом стоимости, сроков строительства и, особенно, технологичности самих конструкций. При этом, как показывает практический опыт, оптимальные с конструктивной точки зрения проектные решения не всегда являются рациональными с технологических позиций, а игнорирование или нежелание учитывать технологические особенности возведения зданий приводят к росту трудоемкости работ и снижению темпов, и удорожанию строительства.

Технологичность монолитных конструкций определяют следующие факторы:

- Геометрические формы и параметры монолитных конструкций и их примыканий, обуславливающие возможность их опалубки инвентарными опалубочными системами с учетом технических, конструктивных и технологических особенностей опалубок;
- Возможность устройства технологических швов, а также технологических и конструктивных проемов в стенах и перекрытиях;
- Допустимая скорость бетонирования;
- Способы армирования монолитных конструкций и значений распалубочной прочности бетона;
- Технологические требования к производству опалубочных, арматурных, бетонных работ и других строительно-монтажных работ;

3. Используемые в настоящее время методы неразрушающего контроля бетона не являются равнозначным в оценке его упругих и прочностных характеристик. Надежность результатов неразрушаю-

щего контроля бетона связана не только с использованием взаимодополняющих методов учета сопутствующих факторов, но и во многом зависит от применяемой современной приборной базы, квалификации специалистов, осуществляющих контроль.

4. Совершенствование организации и проведения контроля прочности бетона и, в первую очередь, на начальной стадии, с целью уточнения сроков распалубливания конструкций, что позволяет избежать технологического брака и при этом сократить сроки строительства. Учитывая возрастающий объем монолитного строительства следует применять зарубежный опыт для разработки подробных руководящих документов и инструкций при оценке соответствия бетона установленным требованиям на всех этапах жизненного цикла зданий на основе утверждения норм.

5. Повышение квалификации исполнителей для качественного производства работ на всех этапах, включая:

- Геодезический контроль геометрической точности в процессе строительства;
- Качество бетонных работ, особенно при отрицательных температурах;
- Качественное ведение исполнительной документации;
- Своевременное и четкое выполнение требований и замечаний технического и авторского надзора;

6. Наряду с общими проблемами технологии бетонирования при возведении монолитных железобетонных конструкций существуют и чисто технические причины появления явных и скрытых дефектов конструкций, устранение которых позволяет без значительных затрат повысить качество конструкций и их надежность в целом. Поэтому необходимо совершенствование отдельных положений норм и проектных решений по конструированию и возведению монолитных железобетонных конструкций, а также стенового заполнения;

7. В настоящее время бетоны практически всех составов разрабатываются и производятся с химическими или минерально-химическими добавками. Современные добавки позволяют существенно повысить характеристики бетона, сэкономить материальные и энергетические ресурсы. Однако при этом следует учитывать и последствия применения химических добавок на коррозионные процессы, протекающие в железобетонных конструкциях и снижающие их долговечность;

Совершенствование химических добавок, применяемых в строительной отрасли для снижения трудовых, энергетических затрат и повышение качественных характеристик бетона, представляет собой актуальную и не теряющую со временем практической значимости задачу. Развитие в последние годы технологии получения ультрадисперсных наноматериалов и, в частности, углеродных наноматериалов (УНМ) в Беларуси, понижение стоимости их производства поставило на повестку дня необходимость перехода от изучения их свойств к практическому применению;

8. Необходимо более активное продвижение и использование новых материалов, прогрессивных бетонов и технологий. Для реализации импортозамещающего технологического комплекса в Республике Беларусь, включающего материалы, изделия, оборудование, подготовку персонала, проектные работы и научное сопровождение строительства препятствий не выявлено. Реализация современных наукоемких методов строительства призвана не только решить насущные проблемы отрасли за счет экономии ресурсов, но и получить конкурентоспособную на внутреннем и внешнем рынках продукцию европейского качества;

9. Развитие и применение информационного моделирования BIM (BuildingInformationModeling) позволит перевести процессы проектирования, строительства и эксплуатации любого объекта на качественно новый уровень, а также повысить эффективность работы всех специалистов на всех этапах жизненного цикла объекта строительства.

10. В реальных условиях, особенно при низком начальном качестве материалов и работ, нарушении норм эксплуатации необходимо строгое выполнение положений ТПНА по соблюдению установленных объемов, сроков обслуживания и ремонтно-восстановительных работ;

Планирование и снижение затрат на обеспечение безопасного функционирования зданий, реконструкции здания и сооружений невозможно без создания эффективной системы технической эксплуатации, основой которой является оценка и регулирование износа здания, периодичности ремонтных работ, совершенствования системы надзора.

11. Важнейшим элементом обеспечения безопасности зданий и сооружений является компетентность персонала, участвующего в



процессе изысканий, которые должны обязательно предшествовать разработке проекта реконструкции, а не выполняться уже после её начала. При оценке эксплуатационной пригодности существующих зданий и сооружений обязателен учет фактических прочностных и геометрических параметров строительных конструкций для оценки целесообразности восстановления зданий и сооружения или их реконструкции;

12. При обследованиях, особенно производственных зданий, определение показателей эксплуатационных качеств (ПЭК) материалов и конструкций должно выполняться с учетом специфических воздействий (вибродинамических, влияния агрессивной среды, гидрогеологической обстановки и т.д.), причем на основе современных методов диагностики. Анализ результатов экспериментальных исследований, приведенных, например, в статье [8] показывает, что при обследовании объектов реконструкции (особенно производственных) необходимо обязательное выполнение:

- Экспериментальной оценки вибродинамических воздействий;
- Анализа физико-химического состава бетона;
- Оценки гидрогеологических условий;

13. В настоящее время на территории РБ введено в действие большое количество национальных ТНПА, а также действует значительная группа Европейских стандартов в области строительного проектирования, контроля качества материалов и изделий. Несмотря на определенные отличия европейских норм от наших по структуре, наполнению, многим терминам и определениям, их введение на территории РБ в рамках процесса гармонизации позволяет использовать не только опыт Евросоюза, но и других стран, особенно Российской Федерации, что позволит сблизить наши нормы в той части, где это позволяют реальные возможности и национальная специфика.

### **Список использованных источников**

1. ТР 2009/013/ВУ\*. Здания и сооружения, строительные материалы и изделия. Безопасность. – Минск: Госстандарт, 2015-25 с.
2. Ройтман А.Г. Предупреждение аварий жилых зданий / Стройиздат, Москва: 1990. -240с.
3. Аварии зданий и сооружений. Причины и последствия// Материалы III Международной конференции «Предотвращение аварий зданий и сооружений» от 20.11.2008, - Москва, 2008. -20 с.

4. Богомолов Ю.М., Сенюк Е.Г. Качество современного строительства в Республике Беларусь: / Материалы Международной научно-технической конференции « Наука – образованию, производству, экономике» – Минск: БНТУ, 2012 – 200с

5. Казачёк В.Г. Строгое соблюдение технических нормативных правовых актов в области обследования, технической эксплуатации и реконструкции существующих зданий и сооружений – главное условие повышения их надежности и долговечности /В.Г.Казачёк //Техническое нормирование, стандартизация и сертификация в строительстве, 2009-№4. – С.28-31

6. Казачёк В.Г., Шилов А.Е. Пути совершенствования нормативных и правовых актов в области технической эксплуатации и обследования зданий и сооружений с учётом опыта зарубежных стран //Материалы 8-ой Международной научно-технической конференции «Наука – образованию, производству, экономике», – Минск, 2010.–Т.2.–С.208-209.

7. Шилов А.А. Совершенствование технологии и реконструкции зданий и сооружений на основе современных методов диагностики: Магистерская диссертация на соискание степени магистра технических наук, специальность 1-70 08 01 / Шилов А.А., научный руководитель Леонович С.Н.- Минск, БНТУ, 2016,-167 с

8. Музычкин Ю.А., Шилов А.Е. «Экспериментальная оценка динамического воздействия на строительные конструкции»/ Материалы Международной научно-технической конференции «Проблемы современного строительства», Минск, БНТУ, 2020. -С.373-376.

## **Проектирование несущих конструкций покрытия зимнего сада на территории санатория - профилактория БНТУ**

Дольникова В.А.

*Научный руководитель - Згировский А.И.*

Белорусский национальный технический университет

При проектировании уникальных зданий и сооружений сложных форм, несущий каркас целесообразно реализовать из клееных деревянных элементов. Это связано с тем, что формы клееных деревянных конструкций могут быть разнообразными, таким образом появляется возможность создавать здания и сооружения любого очертания и с определенными криволинейными плоскостями. Проектирование сооружения со сложной геометрией является очень сложной задачей. Поиск, создание и изучение методов, позволяющих проектировать сооружения со сложной геометрией, является достаточно востребованными.

Зимний сад – это сооружение с умеренным климатом, где помимо выращивания экзотических растений, можно приятно посидеть, отдохнуть, прогуляться, рассматривая диковинные растения, или просто выпить чашечку кофе.

Запроектированный зимний сад представляет собой здание сложной конфигурации в плане и состоит из 4-х разновысоких объёмов, в которых расположены помещения выставочной и служебной зоны. Запроектировано три экскурсионных зала: Выставочный зал – для установки стендов с иллюстрационным материалом, большой экспозиционный зал и водный сад. Служебные и рабочие помещения расположены с северной стороны здания. Технические помещения для обслуживания здания зимнего сада расположены в подвальном этаже. Внутри здания предусмотрен антресольный этаж с зоной отдыха для посетителей.

Освещение центрального зала предполагается осуществлять через ленточные витражи из однокамерных стеклопакетов. Отдельные участки здания в зоне расположения служебных помещений имеют стеновое ограждение из трехслойных стеновых панелей.

Основные несущие конструкции каркаса – деревянные клееные арки. Пролёт арок выставочной зоны – 20,40 м, максимальная высота

стрелы подъёма арок – 16,70 м. Арки выставочной зоны установлены с шагом 4,50 м. Для крепления стенового ограждения по торцам здания предусмотрены стойки фахверка. Фасады объекта представлены на рисунке 1.

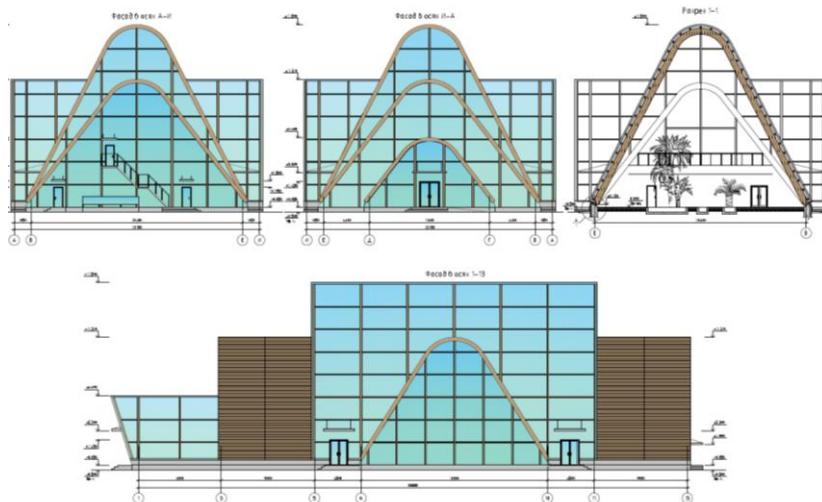


Рисунок 1 – Фасады зимнего сада профилактория-санатория БНТУ

Устойчивость каркаса обеспечивается системой связей, установленных по торцам разновысоких блоков здания.

При проектировании несущих конструкций зимнего сада были рассчитаны следующие конструктивные элементы здания: двухшарнирная арка покрытия, балка перекрытия, стойка фахверка и неразрезные прогоны покрытия. Также были разработаны узлы конструктивных элементов и показаны их крепления друг к другу. Расчеты деревянных конструкций выполнены в соответствии с СП 5.05.01-2021 «Деревянные конструкции».

Статический расчет арок выполнен в программном комплексе Лира. В результате расчета были получены внутренние усилия – продольная, поперечная силы и изгибающие моменты, по которым были определены сечения арок, рассчитаны шарнирный узел опирания арки на фундамент и жесткий узел соединения полуарок. Сечения принимались по расчету и корректировались в соответствии с технологическими требованиями при изготовлении на заводе.

Здание зимнего сада имеет сложную форму в плане, которая обусловлена тем, что оно состоит из четырех разновысоких объёмов, в которых располагаются помещения выставочного и служебного назначения.

Служебная часть помещений располагается в объеме здания в осях «11-13/В-Е», в котором предусмотрены необходимыми помещениями для комфортного пребывания посетителей, а также персонала здания зимнего сада. Над служебными помещениями располагается антресольный этаж, в котором предусмотрена зона отдыха для посетителей. В этих осях располагается подвальный этаж, в объеме которого расположены технические помещения, предназначенные для отопления, вентилирования и обеспечения электричеством всего здания зимнего сада.

Основную часть зимнего сада составляет выставочный зал. Вход в выставочный зал осуществляется через зону входной группы. Выставочная часть представляет собой помещение сложное в плане, пространство которого образуются клеодощатыми арками параболической формы. В свою очередь, выставочная часть зимнего сада имеет переменную высоту несущих конструкций покрытия: более низкие – к краям здания, более высокие – в центре.

Конструкции здания решены в деревянном арочно-связевом каркасе. В поперечном разрезе здание имеет арочное очертание параболической формы. Данное очертание образовано несущими конструкциями – двухшарнирными арками постоянного прямоугольного сечения 165x576 мм из клееной древесины. Каркас здания в целом представлен 20-ю клеодощатыми 2-х шарнирными параболическими арками с пролётом – 20,4 м, установленными с шагом – 4,5 метра; 25-ю стойками фахверка из клееной древесины, с раскрепляющими элементами.

Прогоны кровли выполнены из деревянного бруса сечением 150x200 мм. Прогоны – двух и трехпролетные, неразрезные длиной по 9 – 12 м, располагаются с шагом 1,0 м. Общий вид основных несущих конструкций покрытия представлен на рисунках 2 и 3.

К прогонам крепится светопрозрачное покрытие, запроектированное из витражей на алюминиевом каркасе с заполнением стеклопакетами. Закрепление арки в фундаменте – шарнирное. Устойчивость здания обеспечивается вертикальными связями, стянутыми крестообразно по 5-ти частям здания, охватывая 10 арок. Для покрытия по

деревянному каркасу используется кварцевый триплекс, что позволяет сохранить видимыми несущие конструкции, максимально вписать объект в окружающую среду. В плане сооружение прямоугольной формы с габаритными размерами 23,7x56,25 м. Для посетителей предусмотрен сквозной проход через все пространство, расположенный по по торцам сооружения, вход обустроен со ступенями.

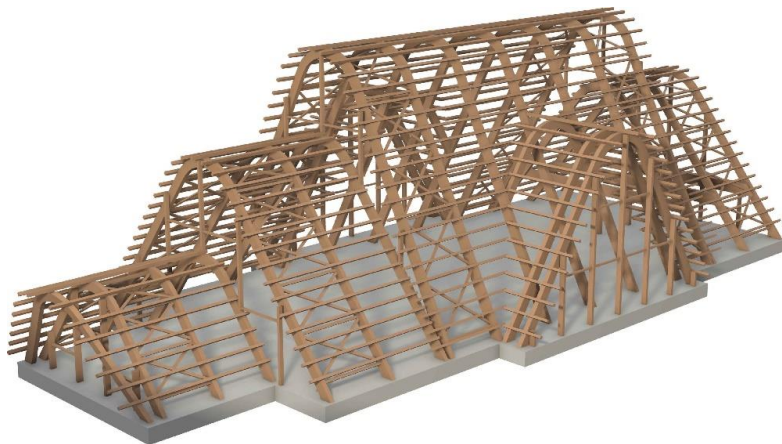


Рисунок 2 – Общий вид основных несущих конструкций покрытия

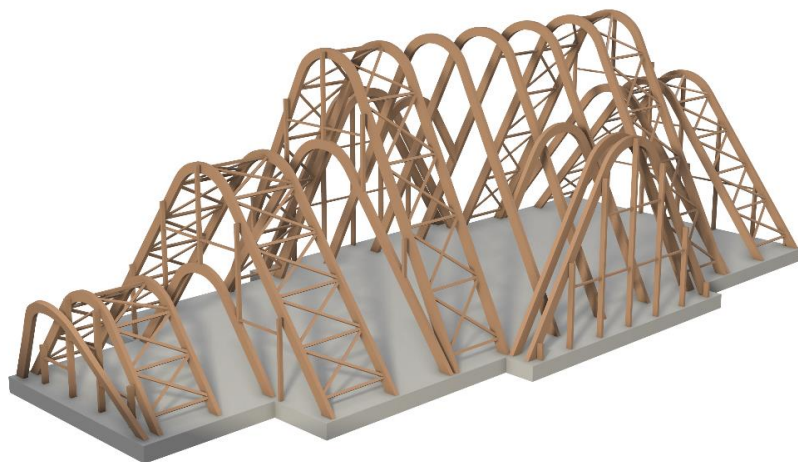


Рисунок 3 – Общий деревянных двухшарнирных арок покрытия и связевых блоков

Арки в сооружении – разнопролетные и разновысотные. Максимальный пролёт арки – 20,4 м. Максимальная высота арки 16,7 м, минимальная – 5,8 м. Арки изготавливаются на заводе с использованием уникальных, но подобных форм: они имеют переменную высоту, но одинаковое поперечное сечение и форму. Регулирование их высоты позволяет придать зданию органически подвижную форму. Основным сырьем для их изготовления являются: обрезные специфицированные пиломатериалы хвойных пород, удовлетворяющие требованиям ГОСТ 8486–86, ГОСТ 20850–84, СТБ 1722–2007 и СТБ 1713–2007; клей Akzo Nobel для несущих элементов.

Собственный вес деревянных конструкций для предварительного расчета в программном комплексе задаётся программой автоматически для арок, прогонов, элементов кровельного покрытия исходя из заранее заданных в ней плотности материала и размеров сечений. Для клееной древесины класса прочности GL 32h характеристические значения принимались по СП 5.05.01-2021, а объемный вес по СН 2.01.02.

Для клееных арочных элементов и стандартных гнукотклееных косяков, использовался клей AkzoNobel, имеющий класс эмиссии E1, означающий, что содержание формальдегида ниже естественного фона окружающей среды.

При определении постоянной и снеговой нагрузок рассматривались следующие варианты: а) постоянная; б) постоянная + переменная, равномерно распределенная снеговая нагрузка; в) постоянная + переменная снеговая нагрузка, распределенная по треугольникам; г) постоянная + переменная снеговая нагрузка, распределенная по треугольнику на половине пролета.

При определении ветровых нагрузок внутреннее и наружное давления рассматривалось действующими в одно и то же время. В помещениях с проницаемыми наружными ограждениями необходимо учитывать внутреннее давление, если его действие неблагоприятно. При этом внутреннее давление действует на все внутренние стены помещения одновременно и имеет одинаковые знаки.

Так как габариты арки превышают допустимый транспортный габарит перевозимых транспортом конструкций, арку запроектирована из двух частей, соединенных монтажным стыком.

Монтажный стык располагается в зоне конька арки. Соединение двух отправочных элементов арки обеспечивается вертикальной металлической пластиной, вставленной в прорезь в деревянных полуарках и крепится при помощи стальных нагелей диаметром 18 мм. Монтажный узел арки представлен на рисунке 5.

Узел опирания арки на фундамент принят в виде стальных башмаков и валиковым шарниром. Стальные башмаки крепятся к арке четырьмя стальными нагелями диаметром 16 мм. Толщина упорной пластины принята из условия ее работы на изгиб. Диаметр стального валика принят 40 мм. Вертикальные стальные пластины опорного башмака проверялись на смятие под валиком. Опорный узел арки представлен на рисунке 4.

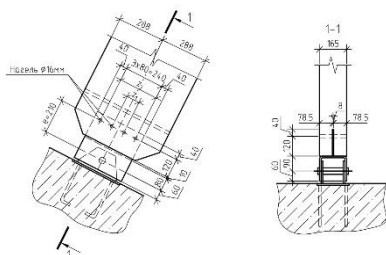


Рисунок 4 – Опорный узел арки

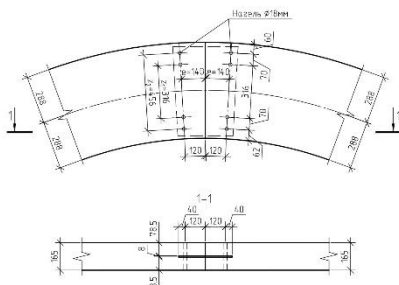


Рисунок 5 – Монтажный стык арки

Для предотвращения работы клеевых швов на отрыв под действием раскалывающих усилий, возникающих в зоне опорного и конькового шарниров, концы полуарки стянуты болтами диаметром 16 мм, установленные перпендикулярно к оси полуарки.

По расчету поперечное сечение арки принималось составленным из досок толщиной 16 мм, из 16 слоев, что составило 576 мм. Ширина сечения арки после фрезерования заготовочного блока составила 165 мм. Для изготовления стоек фахверка использовались доски шириной 150 мм и толщиной 40 мм. После фрезерования толщина досок составила 33 мм. С учетом принятой толщины досок после фрезерования высота сечения стойки фахверка составила 363 мм; ширина стойки фахверка после фрезерования заготовочного блока по пласти составила 140 мм.

Стойки фахверка крепятся к фундаментам анкерными полосами при помощи нагелей диаметром 12 мм. Расчетная несущая способность одного условного среза нагеля диаметром 12 мм проверялась:



из условия смятия древесины; из условия изгиба нагеля; из условия смятия металла вертикальной пластины. Анкерные полосы толщиной 6 мм и шириной 80 мм крепились к деревянным стойкам двумя нагелями диаметром 12 мм.

Для изготовления балки перекрытия использовались доски шириной 200 мм и толщиной 40 мм. После фрезерования толщина досок составила 33 мм. Ширина балки после фрезерования заготовочных блоков по пласти составила 190 мм. Высота сечения балки перекрытия составила 825 мм.

Для арок параболического очертания был разработан проект производства работ. До начала выполнения работ по монтажу арок покрытия необходимо было:

- ознакомить рабочих с организацией места производства работ, технологической картой, провести целевой инструктаж по технике безопасности;

- выполнить подготовку мест производства работ;
- при необходимости выполнить освещение рабочих мест;
- укомплектовать объект необходимыми инструментами, машинами, приспособлениями и механизмами;
- спланировать площадку складирования несущих конструкций на приобъектном складе;

- завести к месту производства работ необходимые материалы;
- устроить временные площадки из дорожных железобетонных плит под монтажные краны;

- установить передвижную опору для монтажа полуарок;
- выполнить и принять по акту опоры полуарок.

Работы по монтажу полуарок выполняются двумя кранами, двумя автогидроподъемниками и одной передвижной опоры.

Монтаж арок выполняется с применением двух монтажных кранов, передвижной опоры автогидроподъемника в следующей последовательности:

- производятся подготовительные работы;
- полуарки на площадке для временного складирования грузятся на автотранспорт и подвозятся к месту монтажа;

- на полуарку устанавливаются монтажные детали для крепления прогонов и связей;

- передвижная опора устанавливается под центром арки;

- полуарки строятся мягкими стропами, и к ним привязываются оттяжки;
- с использованием оттяжек монтажным краном полуарка подается к месту установки;
- полуарки устанавливаются и закрепляются в проектное положение;
- монтируются крестовые связи и деревянные элементы покрытия (прогоны).
- полуарка устанавливается в проектное положение (верх полуарки устанавливается в съемный опорный элемент СОЭ с домкратом, расположенный на передвижной опоре);
- одновременно вторым краном аналогично устанавливается вторая полуарка;
- установленные полуарки выверяются при помощи домкратов и стыкуются между собой;
- для временного раскрепления первых двух монтируемых полуарок закрепляются тросовые растяжки, идущие к тяговым лебедкам;
- передвижную опору перемещают под центр второй арки и аналогично производят монтаж второй пары полуарок;
- после монтажа второй арки освободившимися кранами производят монтаж связей и прогонов покрытия;
- после того как первые две арки раскрепили между собой тяговые лебедки убирают и переходят к монтажу следующей арки.

В проекте использованы материалы и механизмы наиболее экологически безопасные, экономичные и легкие в монтаже и обработке, что обеспечило снижение сроков и стоимости строительства.

Организационные решения отражают последовательность и увязку всех видов строительно-монтажных работ при возведении общественного здания.

Проект соответствует экологическим, санитарно-гигиеническим, противопожарным и другим действующим требованиям, нормам и правилам, и обеспечивает оптимальную и безопасную для жизни и здоровья людей эксплуатацию объекта.

### **Список использованных источников**

1. СН 2.01.01-2022. Основы проектирования строительных конструкций. – Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, Минск, 2022. – 65 с.

2. СН 2.01.02-2019 «Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Объемный вес, собственный вес, функциональные нагрузки для зданий».

3. СН 2.01.04-2019. Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Снеговые нагрузки. – Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, Минск, 2020. – 43 с.

4. СН 2.01.05-2019. Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Ветровые воздействия. – Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, Минск, 2020. – 128 с.

5. СП 5.05.01-2021 «Деревянные конструкции. Строительные нормы проектирования / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск: 2021. – 110 с.

6. Конструкции из дерева и пластмасс. Методические указания к практическим занятиям для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» А.И. Згировский, А.В. Оковитый, 2012. – 89 с.

## **Усиление перекрытия металлическими балками**

Ильючик Д.М.

*Научные руководители – Зверев В.Ф., Ольшевская Д.В.*

Белорусский национальный технический университет

В данной статье проводится расчет несущей способности и усиление перекрытия металлическими балками на основании обследования здания. В статье кратко описаны элементы перекрытия и изложен принцип их работы. Обозначены преимущества использования перекрытия. В статье в аналитической форме представлено два варианта усиления перекрытия с результатами выполненных расчетов.

Целью статьи является расчет сборно-монолитного перекрытия типа «ДАХ», выбора вида усиления и определение методики работ по его усилению.

СМП или сборно-монолитное перекрытие – это конструкция, состоящая из бетонных пустотелых блоков размером (523x500x235) мм, опирающихся на железобетонные балки (рисунок 1).

Балки Б1 длиной 6,3 метра, они же несущие элементы, изготавливаются железобетонными прямоугольного сечения с тригонами (металлический каркас – треугольный) (рисунок 1).

Блочные изделия пустотелые, на цементной основе, которые укладываются на балки, выступающей частью блока. Для получения монолитной плиты перекрытия собранные элементы заливаются бетоном с укладкой арматурной сетки С-1 по верхней части блоков, что позволяет создать сплошное цельное перекрытие.

В начале 21-го века в Беларуси на базе немецких разработок начали изготавливать аналоги. В итоге на государственном уровне утвердили стандарты на элементы сборно-монолитных перекрытий.

Одно из главных преимуществ перекрытия «ДАХ» перед монолитной железобетонной плитой – возможность создания перекрытия вручную без кранового оборудования, в том числе, в труднодоступных местах (например, между этажами или под крышей в построенном здании), что позволяет в значительной степени сократить сроки и достигнуть значительных экономических эффектов.

Реконструируемое административное здание, расположено в г. Лепель. В плане здание имеет прямоугольную форму с общим размером

в крайних осях 26,6×16,0 м. Высота до низа стропильных ферм — 8,93 м; высота здания от уровня земли до верха конька — 12,36 м.

Междуэтажные перекрытия и покрытие в здании – часторебристые сборно-монолитные типа «ДАХ». Марка блоков – 4БПОР-С по СТБ 1327-2002, марка балок – 2БП 63.28-9.23 по СТБ 1326-2002. Размеры сечений показаны на рисунке 1:



Рисунок 1 – Размеры элементов перекрытия

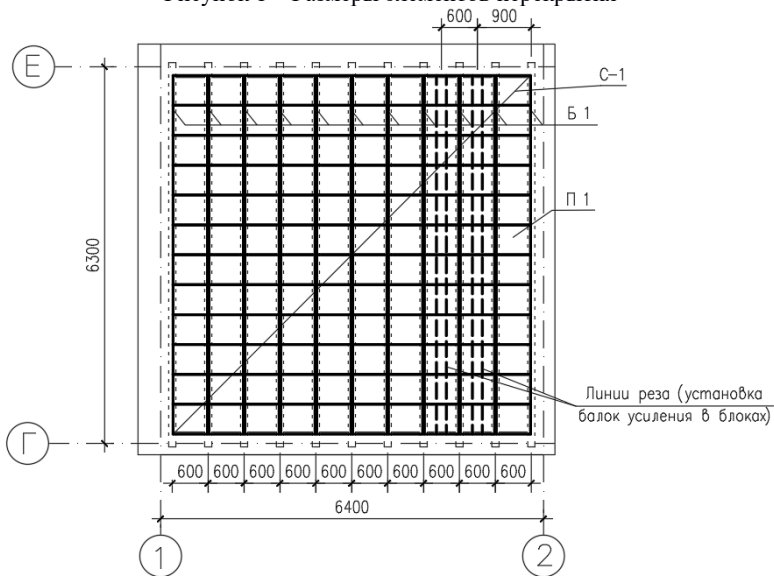


Рисунок 2 – Схема расположения элементов перекрытия

Обследование административного здания проводилось с целью его реконструкции. Обследовались все конструктивные элементы здания, оценивался их физический износ.

Междуэтажное перекрытие и покрытие выполнено из ребристых сборно-монолитных перекрытий высотой 275 мм. Монолитная часть выполнена из бетона класса С20/25. По плитам перекрытий уложен слой бетона толщиной 40 мм.

В плитах были выявлены дефекты и повреждения, влияющие на несущую способность. Следы высолов и потеков на поверхности плит перекрытия и покрытия. Шелушение и опадение отделочного слоя плит перекрытия и покрытия. Разрушение защитного слоя бетона с оголением и коррозией арматуры плит перекрытия.

Физический износ железобетонных перекрытий составил 50%. Техническое состояние монолитных железобетонных ребристых перекрытий оценивается как ограничено – работоспособное.

Так как в здании находится архив на втором этаже, потребовался дополнительно расчет несущей способности перекрытия на участке в осях 1-2, Е-Г, исходя из требований СН2.01.02-2019.

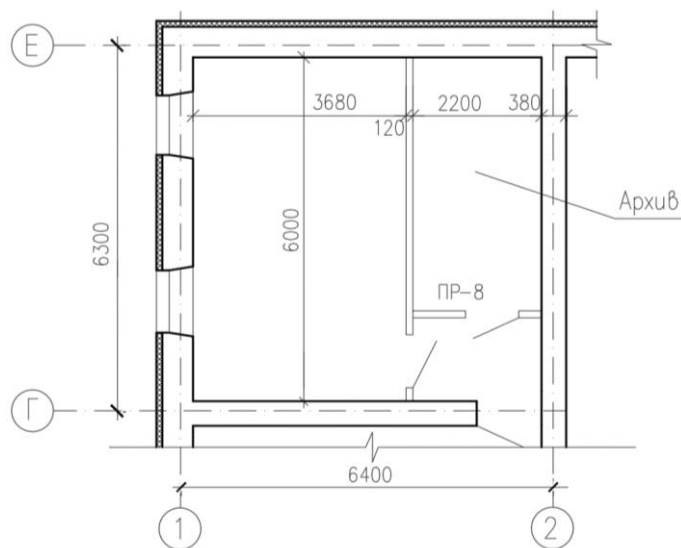
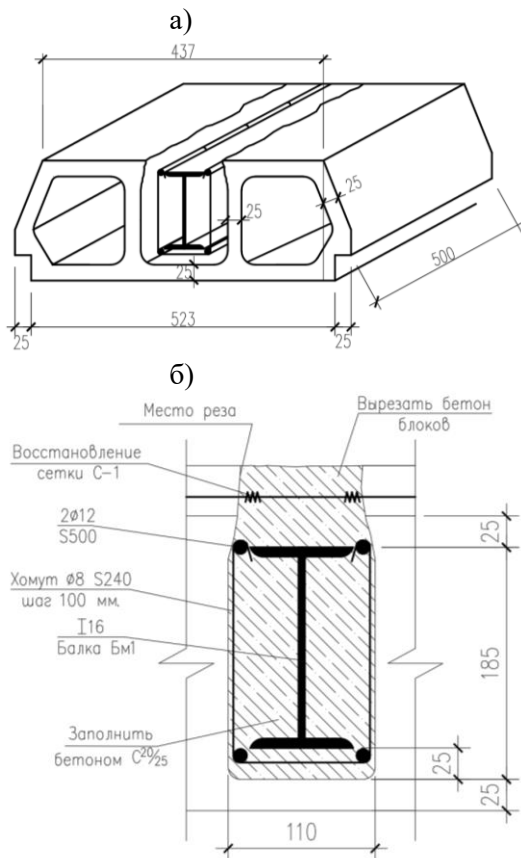


Рисунок 3 – План помещения на отметке

По результатам расчета было выявлено, что несущая способность в осях (1-2, Е-Г) перекрытия не обеспечена. Было принято решение произвести усиление перекрытия под архивом металлическими балками.

В качестве усиления был выбран двутавр 16Б2 по сортаменту СТО АСЧМ 20-93. По результатам расчета несущая способность усиленного перекрытия обеспечена.



а) общий вид блока б) фрагмент армирования  
Рисунок 4 – Схема армирования

Перекрытие рассчитывалось как изгибаемый элемент с жёсткой арматурой. Рассматривалось два варианта. Первый вариант, включал расчёт сталежелезобетонного элемента прямоугольного сечения. В

качестве арматуры использовался I № 16, с дополнительной продольной арматурой 2Ø12 S500. Вторым вариантом включал расчёт сталежелезобетонного элемента таврового сечения, с учётом набетонки на поверхности блоков. Оба варианта показали достаточный запас прочности перекрытия по нормальному и наклонному сечению.

### **Методика выполнения усиления**

Перед выполнением работ по усилению перекрытия под усиливаемое перекрытие устанавливаются страховочные стойки.

Работы по усилению перекрытия выполняются после полной его разгрузки – удаляется вся временная нагрузка и конструктивные слои пола. После очистки поверхности плиты прорезаются пазы в верхней полке пустотных блоков (рис. 2, рис. 4). Выполняется промывка водой места реза и средней пустоты блоков. Балки П16 устанавливаются в среднюю пустоту блока на слой бетона класса С20/25 толщиной 25 мм (рис. 4). Производится восстановление сетки С-1 в местах прорезки блоков. Выполняется бетонирование пустот с металлическими балками П16 и дополнительной арматурой бетоном класса С20/25 на мелком щебне (рис. 4).

Загружение плиты производится после набора прочности бетона не менее 70% от проектной.

### **Выводы**

При обследовании административного здания в г. Лепель было выявлено, что перекрытие находится в ограниченно-работоспособном состоянии и не удовлетворяет нормативным требованиям. При расчёте существующего перекрытия выяснилось, что несущая способность перекрытия под архивом не обеспечена. Было выбрано усиление перекрытия «ДАХ» двумя металлическими балками П16 и дополнительной арматурой с обетонированием. По результатам расчёта несущая способность усиленного перекрытия обеспечена.

### **Список использованных источников**

1. СТБ 1326-2002 «Балки железобетонные для сборно-монолитных перекрытий» Утверждены и введены в действие пост. МАиС РБ от 6 мая 2002 г. № 218.

2. СТБ 1327-2002 «Блоки бетонные пустотные для сборно-монолитных перекрытий» Утверждены и введены в действие пост. МАиС РБ от 6 мая 2002 г. № 218.



3. СН 2.01.02-2019 «Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Объемный вес, собственный вес, функциональные нагрузки для зданий» Утверждены и введены в действие пост. МАиС РБ от 16 декабря 2019 г. № 69.

4. СН 1.04.01-2020 «Техническое состояние зданий и сооружений». Утверждены и введены в действие пост. МАиС от 27 октября 2020 г. № 64.

5. Закон Республики Беларусь от 5 июля 2004 г. № 300-З «Об архитектурной, градостроительной и строительной деятельности в Республике Беларусь».

6. ТКП 45-1.04-119-2008 «Оценка степени физического износа зданий и сооружений». Утвержден и введен в действие приказом МАиС от 29 октября 2008 г. № 385.

7. СП 1.04.02-2022. «Общие положения по обследованию строительных конструкций зданий и сооружений». Утвержден и введен в действие пост. МАиС от от 2 марта 2022 г. No 27.

8. Сортамент СТО АСЧМ 20-93 «Прокат стальной сортовой фасонного профиля. Двутавры горячекатаные с параллельными гранями полок».

## **Проектирование стального каркаса здания специализированного склада в агрогородке Теплень**

Подберезкий В.В.

*Научный руководитель – Згировский А.И.*

Белорусский национальный технический университет

Запроектированный склад находится в Минской области в агрогородке Теплень. Район строительства относится к 1в снеговому району, абсолютная отметка над уровнем 183,2 м, характеристическое значение снеговой нагрузки в данной местности на грунт 1,51 кПа, а также ко 2-ому ветровому району с базовым значение скорости ветра 23 м/с.

Сооружение разработано по индивидуальному проекту, состоит из 2 объемов: склада и здания АБК. Здание склада прямоугольное в плане с размерами 84x72 м. В свою очередь здание склада делится на 4 основные зоны: зона хранения материала, зона сборки паллет, зона обслуживания, зарядки и стоянки погрузчиков и штабелеров. Высота этажа до низа стропильных ферм – +13,100 м. Отметка верха парапета – +15,850 м. За относительную отметку 0.000 принят уровень чистого пола, что соответствует абсолютной отметке 183,70 на генеральном плане.

Для въезда и выезда машин предусмотрены 4-е подъемных ворот размером 5,5 × 4 м между осями «1-15». В осях «1.1-1.3/Г.1-Г.4» здание имеет двухэтажный административно-бытовой комплекс. Высота этажа 2,7 м. Блок включает в себя помещения административно-технического и бытового назначения: санузлы, кабинеты, технические и подсобные помещения.

Фасады склада представлены на рисунке 1.

Каркас здания запроектирован стальным. Ригель представляет собой ферму пролетом 24 м с применением замкнутых гнутосварных профилей прямоугольного сечения типа «Молодечно» по серии 1.460.3-23.98.

Колонны двутаврового сечения. Сопряжение колонн с фундаментом в плоскости продольной рамы шарнирное. Покрытие предусматривает кровлю по прогонам и включает в себя ригели пролетом 24 м, расположенные с шагом 6 м. Прогоны из швеллеров с параллельными

границами полок пролетом 6 м. Пространственную неизменяемость покрытия обеспечивает система вертикальных и горизонтальных связей. Заводские соединения – сварные, выполняемые автоматической электродуговой сваркой под слоем флюса и полуавтоматической сваркой в среде углекислого газа. Фундаменты здания – монолитные столбчатые мелкозаложенные. Совокупность несущих рам, крестовых связей, а также покрытие здания создают систему вертикальных и горизонтальных диафрагм жесткости, обеспечивающих поперечную и продольную устойчивость объекта.

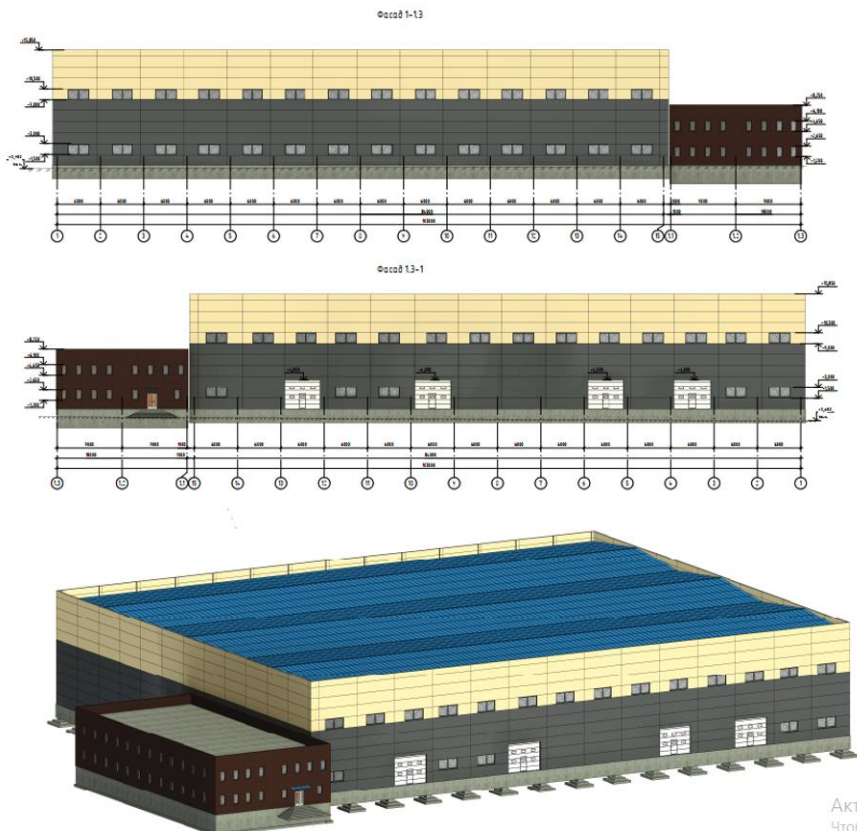


Рисунок 1 – Фасады здания специализированного склада

Устойчивость здания в поперечном направлении (вдоль цифровых осей) обеспечивается поперечной рамой с шарнирным сопряжением

ригелей с колоннами и жестким сопряжением колонн с фундаментами, диском покрытия. Устойчивость здания в продольном направлении, а также устойчивость отдельных конструктивных элементов каркаса (ригелей и колонн) достигается системой крестовых связей по колоннам, системой подкосов, раскрепляющих сжатые участки внутренних поясов ригелей и колонн рам. Пространственный каркас проектируемого здания представлен на рисунке 2.

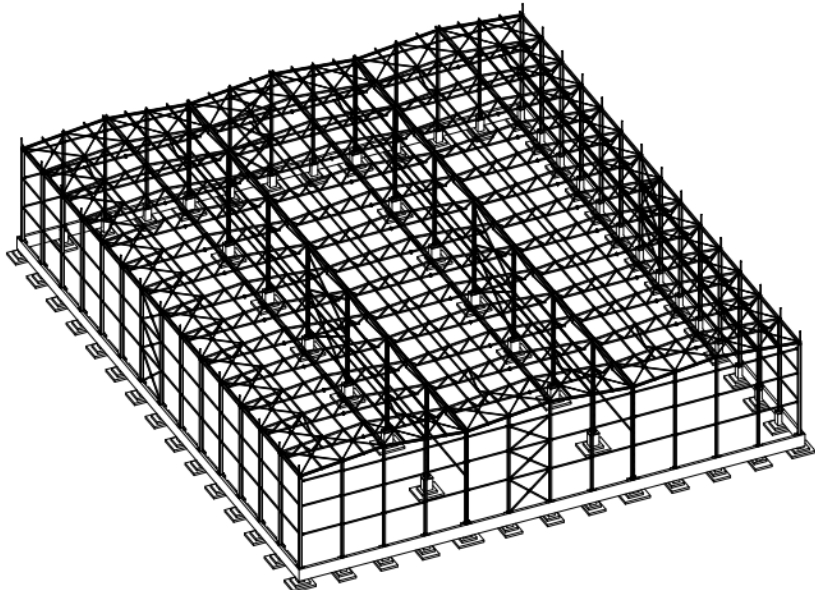


Рисунок 2 – Пространственный каркас проектируемого здания склада

Сбор нагрузок осуществлялся согласно СН 2.01.02-2019 «Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Объемный вес, собственный вес, функциональные нагрузки для зданий», СН 2.01.04-2019 «Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Снеговые нагрузки», СН 2.01.05-2019 «Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Ветровые воздействия».

На основании исходных данных выполнен сбор нагрузок на здание склада.

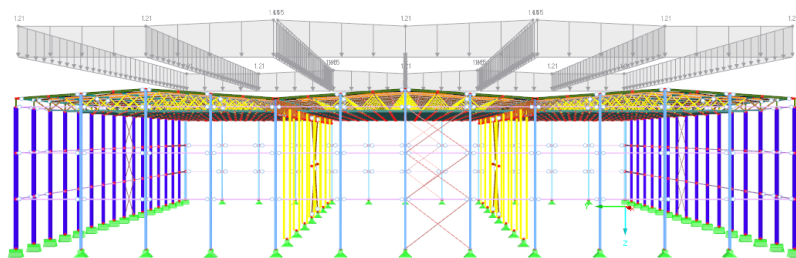


Рисунок 3 – Временная нагрузка от снега

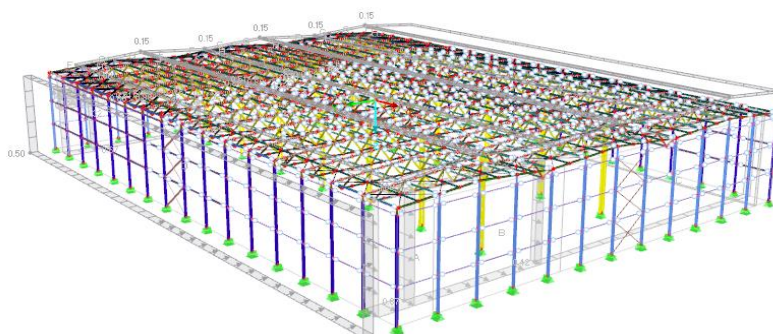


Рисунок 4 – Ветровая нагрузка вдоль цифровых осей

После анализа статического расчёта каркаса здания, произведенного в расчетно-программном комплексе Dlubal Rfem 5.25 на основе метода конечных элементов, были получены максимальные значения усилий в элементах стропильной конструкции и подобраны сечения поясов и раскосов. Сечение верхнего пояса, запроектированной стропильной фермы – 180x140x4 (сталь С345), сечение нижнего пояса, предложенной стропильной фермы – 140x140x4 (сталь С345), опорных раскосов – 120x4 (сталь С345), остальных элементов решетки – 100x3 (сталь С255).

По осевым усилиям, возникающим в стержнях фермы был выполнен расчет узлов фермы в программном комплексе IDEA StatiCa Steel версия 20.1. Расчет сварной подстропильной балки покрытия переменного сечения и сквозной составной колонны на податливых связях

колонны выполнены вручную. Опираение подстропильной балки – шарнирное. Расчёт колонны осуществлялся по двум расчётным схемам в плоскости рамы – жесткое сопряжение, из плоскости – шарнирное. В ходе расчета были выполнены подбор сечения сквозной колонны, расчёт оголовка колонны, расчёт базы колонны. В ходе расчета подстропильной балки были выполнены проверки на прочность, жесткость, общую устойчивость и прогиб.

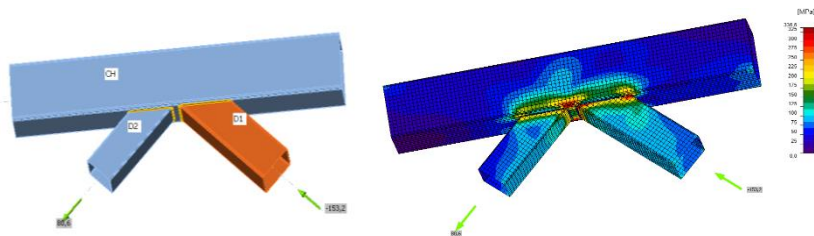


Рисунок 5 – Расчётная схема и эквивалентные напряжения узла верхнего пояса стропильной фермы

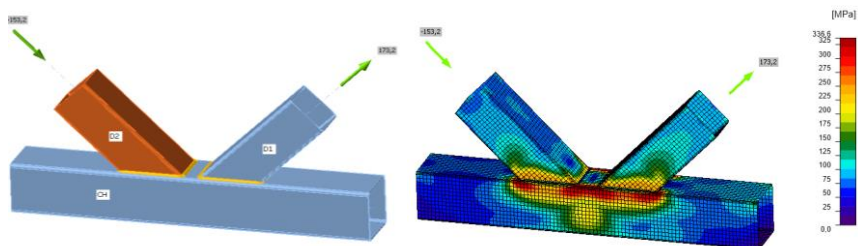


Рисунок 6 – Расчётная схема и эквивалентные напряжения узла нижнего пояса стропильной фермы

Как показывает практика важно не только правильно рассчитать и за конструировать металлические конструкции в разделе КМ, но также очень важным моментом является изготовление их на заводе по чертежам КМД. В данном проекте чертежи марки КМД разработаны в программном комплексе Revit Structure. Данный комплекс позволяет обеспечить высокую точность изготовления конструкций, а также дает возможность благодаря 3-х мерному моделированию избежать ряд ошибок на стадии проектирования.

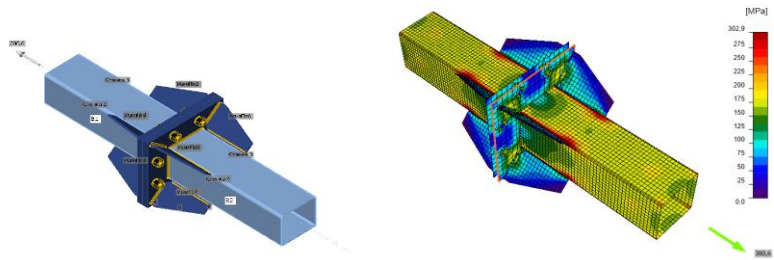


Рисунок 7 – Расчётная схема и эквивалентные напряжения монтажного узла нижнего пояса стропильной фермы

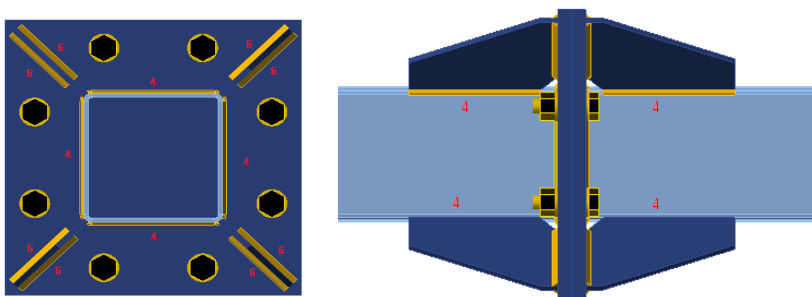


Рисунок 8 – Схема катетов швов монтажного узла нижнего пояса

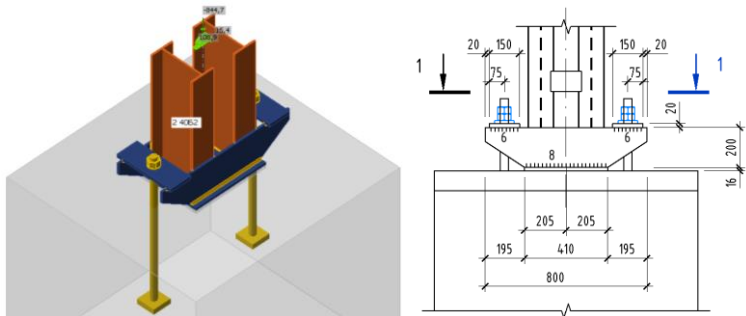


Рисунок 9 – Расчётная схема и геометрические параметры базы колонны

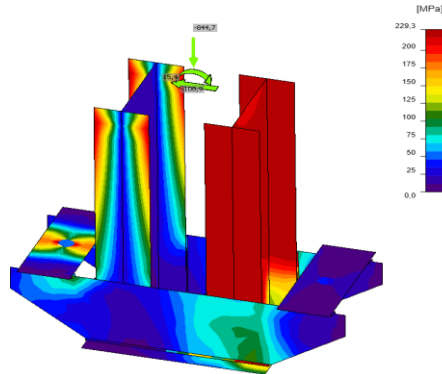


Рисунок 10 – Эквивалентные напряжения в элементах базы колонны

В технологии строительного производства разработана технологическая карта на монтаж сэндвич -панелей, в которой решены вопросы технологии и последовательности монтажа, способы и приемы производства работ, выполнен график производства работ, рассчитаны параметры и по ним выбран монтажный механизм, разработаны указания по производству работ, техники безопасности, охране труда и безопасным методам ведения монтажных работ.

Возведение специализированного склада с использованием стропильных ферм из ГСП, снизить материалоёмкость ферм покрытия по сравнению с фермами из парных уголков на 5-7%, что в целом по зданию составит 12-15 тонн.

### Список использованных источников

1. СН 2.01.01-2022. Основы проектирования строительных конструкций. – Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, Минск, 2022. – 65 с.
2. СН 2.01.04-2019. Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Снеговые нагрузки. – Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, Минск, 2020. – 43 с.
- 3 СН 2.01.05-2019. Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Ветровые воздействия. – Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, Минск, 2020. – 128 с.
4. СП 5.04.01-2021 «Стальные конструкции». Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, Минск, 2021. – 147 с.



## **Проектирование каркасного деревянного двухэтажного жилого дома с тремя спальнями и одной гостиной**

Устин П.В.

*Научный руководитель – Згировский А.И.*

Белорусский национальный технический университет

В последние годы в больших и малых городах страны наблюдается увеличение активности в строительстве загородных домов и коттеджей. Граждане со средним достатком и выше сравнивая стоимость квартир в городе и домов в коттеджных посёлках, всё чаще отдают предпочтение последним. При этом очевидны преимущества наиболее полного удовлетворения потребностей людей в комфортном проживании в населенных пунктах и за их пределами.

В Республике Беларусь за последнюю пятилетку доля ввода индивидуальных жилых домов (по показателю кв. м. общей площади) составила около одной трети в общем объеме ввода жилья. Анализ зарубежной практики и данных международной статистики показал, что во многих странах с развитой рыночной экономикой объемы индивидуального жилищного строительства составляют более 50% от общего ввода жилья. В республике, с ростом благосостояния населения и повышением интереса к рыночным формам владения жильем, также наблюдается устойчивая тенденция повышения интереса граждан к проживанию в индивидуальных жилых домах.

Каркасные деревянные дома обладают минимальной усадкой, что позволяет производить внутреннюю отделку дома сразу после строительства. В таком здании поверхность стен, полов, потолков получается идеальной в силу применения калиброванной древесины и конструкций дома. Идеальными получаются углы стыков стена-пол и стена-потолок. Конструктивные особенности не накладывают никаких ограничений на дизайн. Данная технология позволяет реализовать проекты домов любой сложности до 3-х этажей.

В зависимости от назначения и территориального расположения здания индивидуально рассчитывается толщина стенки и система утепления, которая обеспечивает сохранность тепла, тем самым снижает эксплуатационные расходы на обогрев помещений.

Поскольку части каркаса имеют небольшие размеры и вес, это позволяет минимизировать трудозатраты.

Долговечность конструкций каркасного дома (каркасно-щитового, каркасно-панельного, каркасно-сборного) достигается за счёт обработки и скрытого размещения каркаса и составляет не менее 75 лет.

Проектируемый объект находится в Беларуси и расположен в д. Боровляны Минской области. Жилой дом разработан по индивидуальному проекту. Рельеф участка частично изменили планировочными работами, а перепад высот был использован в проекте.

Общий вид объекта представлен на рисунке 1.



Рисунок 1 – Общий каркасного жилого дома

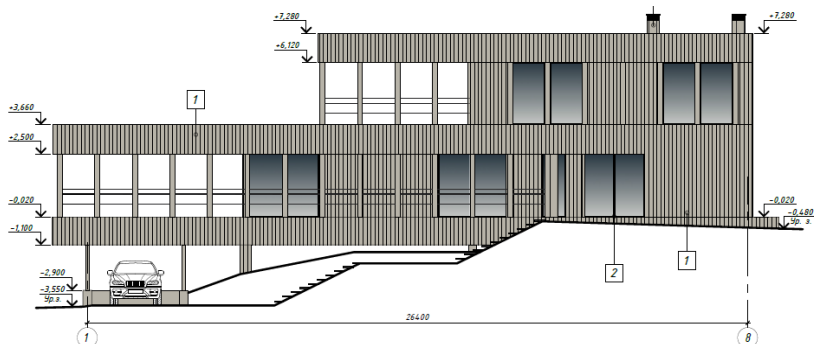


Рисунок 2 – Фасад жилого дома по оси «А» в осях «1-8»

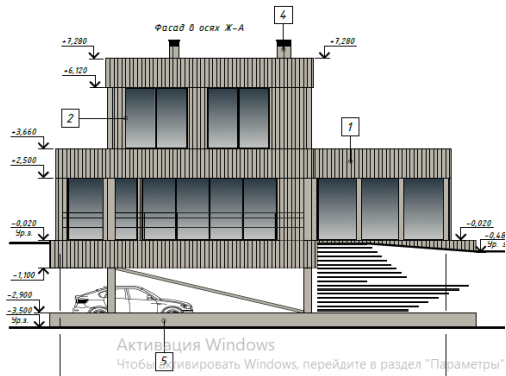


Рисунок 3 – Фасад жилого дома по оси «А» в осях «1-8»

На рисунках 2 и 3 представлены фасады жилого дома по оси «А» в осях «1-8» и в осях «Ж-А» по оси «8».

Строительный объем здания образован деревянными несущими конструкциями каркаса и ограждающими конструкциями покрытия и стен. Здание состоит из трех объемов, расположенных поэтажно. Здание двухэтажное: 1-й этаж – 7,7 х26,4 м и 7,75х13,3 м, 2-й этаж – 7,7 х17,1 м. Несущий каркас – деревянные колонны, сопрягающиеся шарнирно с железобетонным фундаментом с одной стороны, и с другой стороны имеющие жесткое защемление в верхней части каркаса, обусловленное балками и связями. Стены выполнены из каркасных стеновых панелей. Наружные стеновые панели имеют толщину 350 мм, внутренние панели – 300 мм. В каркас наружных стеновых панелей входят колонны 200 мм с утеплением «Paroc Extra» 200 мм и мембраны «Tyvek Solid» с наружной стороны и пароизоляции «Технониколь» с внутренней стороны. Отделка наружных стеновых панелей включает обрешётку 50х45 мм и фасадную доску толщиной 20 мм. Отделка внутренней поверхности стеновых панелей включает обрешётку 25х100 мм и цементно-стружечные плиты. Основанием ограждающей конструкции покрытия является ориентированно-стружечные плиты OSB толщиной 15 мм, укладываемый по деревянным прогонам с креплением к ним оцинкованными саморезами. Между собой листы OSB герметизируются мастикой.

Кровельное покрытие выполняется из ПВХ мембраны. Кровля – плоская, частично эксплуатируемая. Кровля мягкая из полимерных материалов. Водосток – внутренний, организованный.

Требуемое сопротивление теплопередаче ограждающих конструкций обеспечивается минераловатными теплоизоляционными плитами плотностью  $160 \text{ кг/м}^3$  толщиной 200 мм.

В здании запроектированы оконные блоки из алюминиевого профиля укомплектованы тройным остеклением, обеспечивающим необходимое сопротивление теплопередаче и защиту от шума.

В здании запроектированы следующие типы полов:

– в коридоре, холле, на кухне, гостиной, гардеробе, котельной и санузлах – из керамической плитки;

– в остальных помещениях из паркетной доски 18 мм.

Деревянные конструкции каркаса здания унифицированы. Сечения элементов каркаса имеют четыре типоразмера. Колонны и стойки имеют сечение  $200 \times 200$  мм и  $200 \times 300$  мм высотой на этаж или на два этажа. Обвязочные брусья – клееные сечением  $100 \times 400$  мм, состыкованные по длине косым прирубом. Главные, второстепенные и контурные балки имеют сечение  $100 \times 400$  мм. В качестве связей в узлах, а также в местах сплачивания деревянных элементов приняты болты диаметром 12 мм. Суммарный объем клееной древесины необходимый на возведения каркаса составил 47,8 м.

После анализа расчетной модели каркаса жилого дома и получения усилий, возникающих в балках и колоннах, был выполнен расчет узлов сопряжения с использованием нагельных соединений. В ходе расчета были выполнены проверки на прочность, жесткость и общую устойчивость. Расчёт колонн осуществлялся по двум расчётным схемам в плоскости рамы – жесткое сопряжение, из плоскости – шарнирное.

Для монтажа каркаса деревянного жилого дома разработана технологическая карта на поэлементный монтаж элементов, в которой решены вопросы технологии и последовательности монтажа, способы и приемы производства работ.

На рисунках 4 – 9 показана последовательность монтажа каркаса.

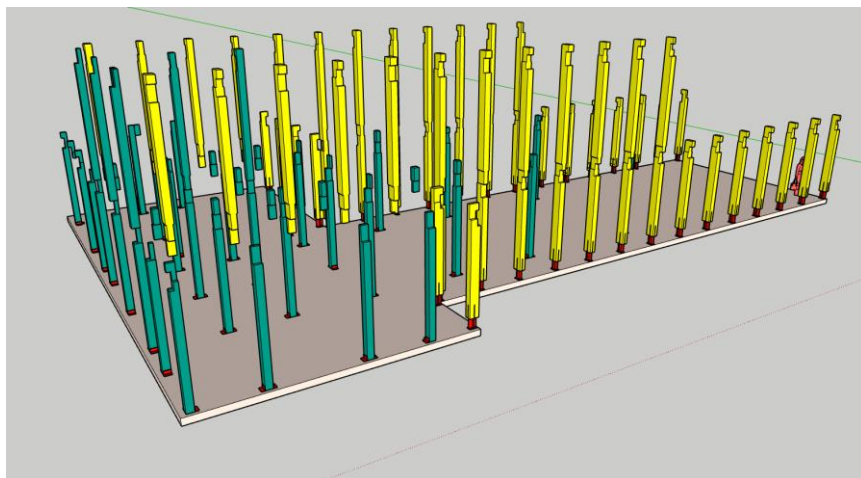


Рисунок 4 – Последовательность монтажа каркаса – установка деревянных колонн

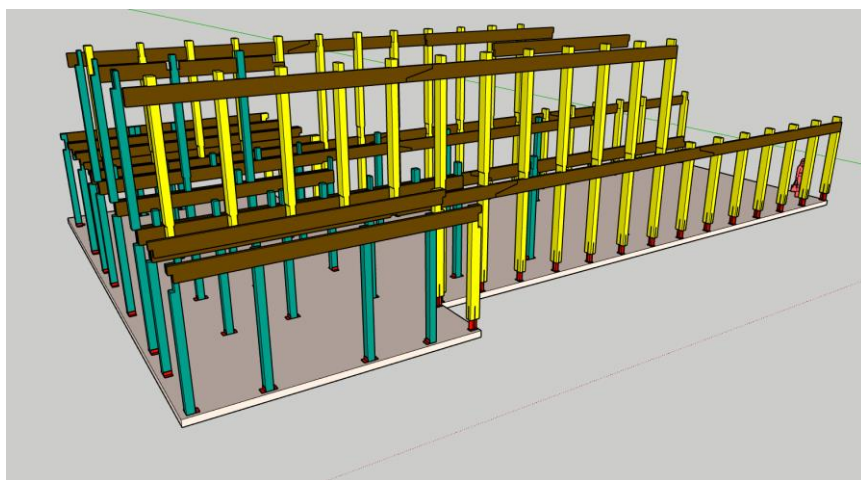


Рисунок 5 – Последовательность монтажа – монтаж обвязочных балок

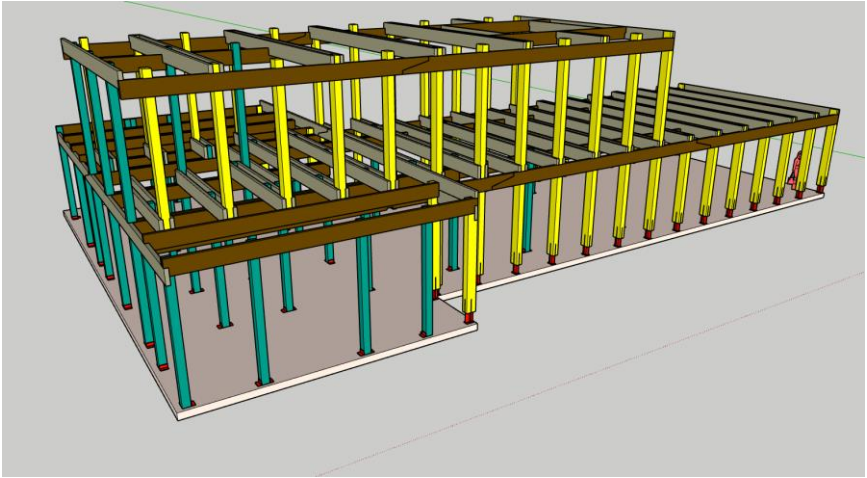


Рисунок 6 – Последовательность монтажа – укладка балок покрытия и перекрытия

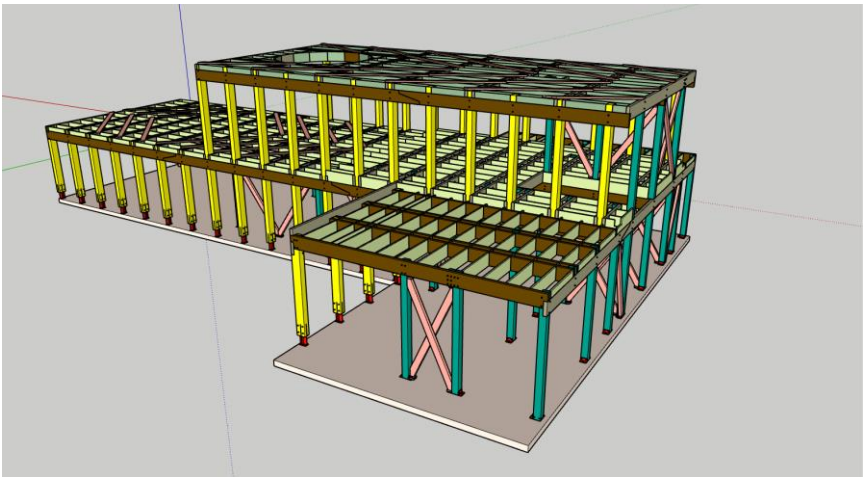


Рисунок 7 – Последовательность монтажа – установка промежуточных балок перекрытия и покрытия

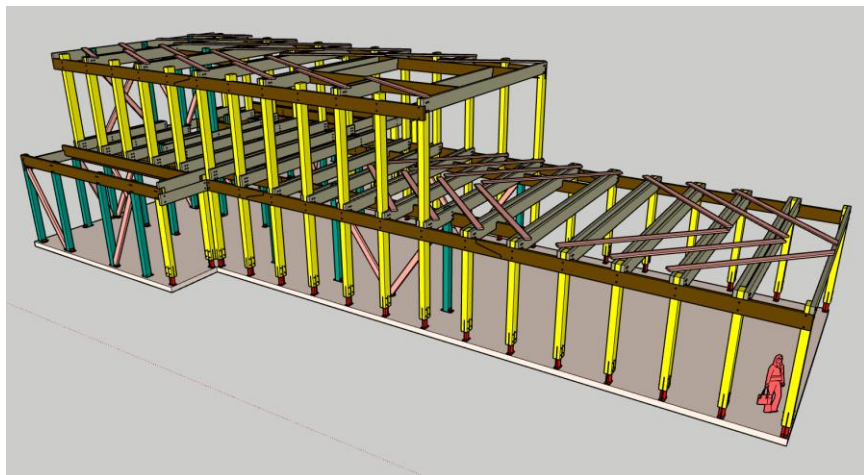


Рисунок 8 – Последовательность монтажа – установка вертикальных и горизонтальных связевых элементов

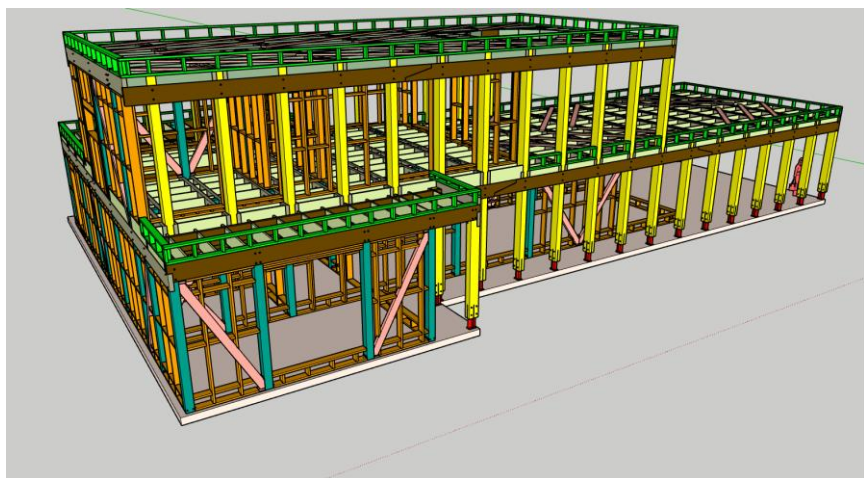


Рисунок 9 – Последовательность монтажа – устройство перегородок из гипсокартонных листов на дополнительном деревянном каркасе

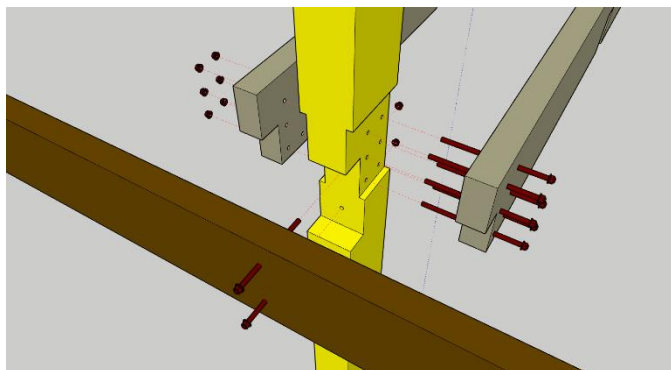


Рисунок 10 – Узел крепления к колонне обвязочных балок и балок покрытия

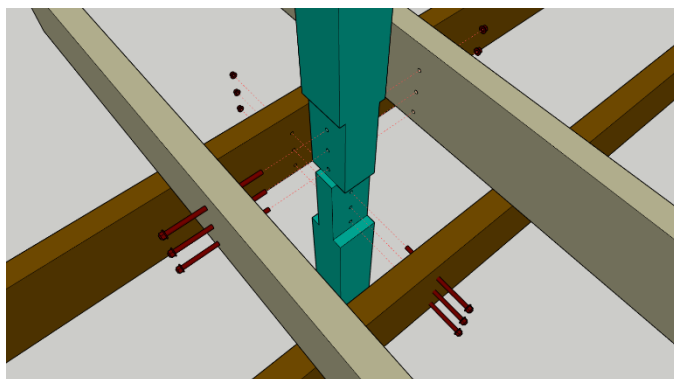


Рисунок 11 – Узел опирания обвязочных балок и балок покрытия на колонну

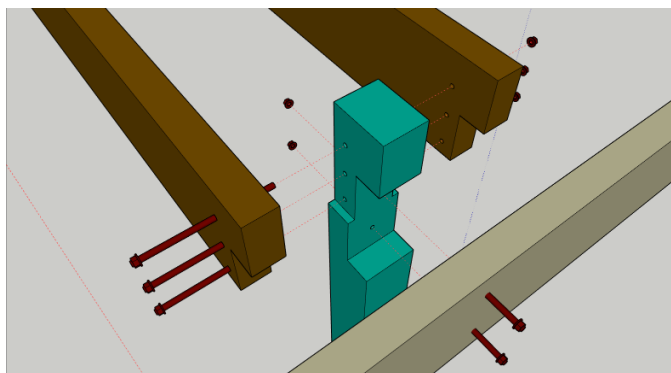


Рисунок 12 – Узел крепления к колонне обвязочных балок и балок покрытия



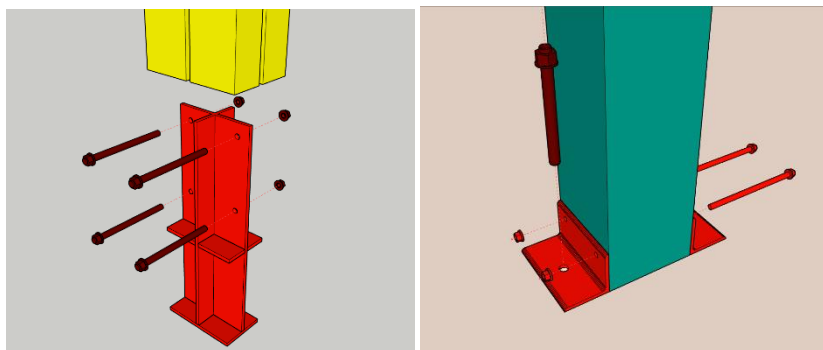


Рисунок 13 – Опорные узлы деревянных колонн и стоек

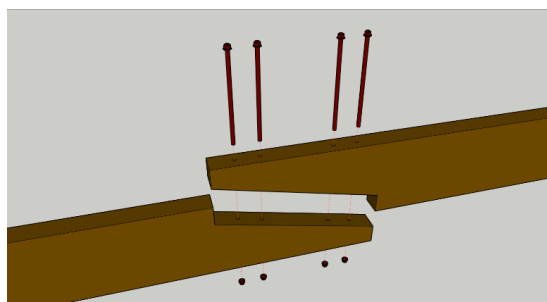


Рисунок 14 – Узел сопряжения деревянных балок при помощи «косого прируба»

Проведенная работа показала, что использование современных средств автоматизации проектирования, в частности детального объемного моделирования конструкций здания, позволяет существенно снизить трудозатраты проектировщика, повысить качество проекта.

Для создания качественного архитектурного, а в последующем и строительного проекта по дизайнерскому концепт-продукту, в котором отражается лишь внешний вид здания, была создана детальная трехмерная модель каждого дома. Названная задача была реализована в программном комплексе SketchUp Pro (программа для моделирования трёхмерных объектов – строений, мебели, интерьера). В созданной модели были учтены все материалы и конструкции от основания до пирога кровли. Конструкциям в информационной модели были назначены расчетные сечения. Детальная объемная проработка зданий позволяет избежать типичных ошибок «плоскостного» проекти-

рования, а также с наибольшей точностью определить расход материалов. Далее из модели были экспортированы и оформлены рабочие чертежи с помощью программы Autodesk AutoCAD.

На рисунках 10 – 12 представлены узлы сопряжения деревянных колонн и стоек с балками покрытия и перекрытий. На рисунке 13 показаны металлические детали опорных узлов деревянных колонн и стоек. На рисунке 14 показан узел сопряжения деревянных балок по длине при помощи «косого прируба».

Трехмерная модель является наглядным материалом и предоставляет полную информацию об объекте для производителя работ и заказчика. В данной работе рассмотрен инновационный метод проектирования малоэтажных домов повышенной комфортности с применением объемного моделирования современными средствами автоматизации.

#### **Список использованных источников**

1. СП 2.01.01-2022 Основы проектирования строительных конструкций. – Минск: 2021. – 60 с.
2. СН 2.01.02-2019 «Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Объемный вес, собственный вес, функциональные нагрузки для зданий».
3. СН 2.01.04-2019 «Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Снеговые нагрузки. – Минск: 2021. – 36 с.
4. СП 5.05.01-2021 «Деревянные конструкции. Строительные нормы проектирования / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск: 2021. – 110 с.
5. Конструкции из дерева и пластмасс. Примеры расчета и проектирования. Под редакцией проф. В.А. Иванова. Киев, Вища школа, 1981 г.
6. Конструкции из дерева и пластмасс. Методические указания к практическим занятиям для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» А.И. Згировский, А.В. Оковитый, 2012. – 89 с.

УДК 624.04

## **Сравнение опытного и теоретического значений поперечной силы при проведении испытаний балки по наклонному сечению**

Хомидов Муроджон

*Научный руководитель – Даниленко И.В.*

Белорусский национальный технический университет

При испытании балки с разрушением по наклонному сечению в ходе проведения лабораторных работ мы определяем форму разрушения и строим график « $\sigma$ - $\epsilon$ ».

В этом году при проведении лабораторных работ мы попробовали определить опытное и теоретическое значения поперечной силы и сравнить их.

Во время проведения испытаний нагрузка к конструкции прикладывается в виде двух сосредоточенных сил, находящихся на расстоянии 0,6 м друг от друга и 0,3 м до каждой опоры (рисунок 1).

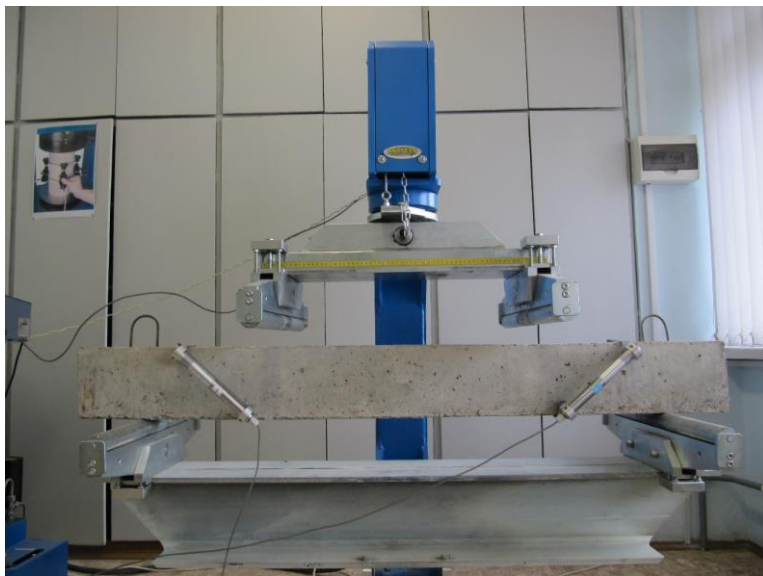


Рисунок 1 - Испытание балки с разрушением по наклонному сечению

Разрушение балки по наклонной трещине произошло при приложении нагрузки 59 кН, то есть опытное значение поперечной силы определяем по формуле:

$$V_{on} = \frac{59}{2} = 29,5 \text{ кН}$$

Теоретическое значение рассчитываем в соответствии с п. 8.2.2.2 СП 5.03.01-2020 «Бетонные и железобетонные конструкции».

При отсутствии продольных сил, действующих на сечение, расчетную поперечную силу  $V_{Rd,sy}$ , воспринимаемую элементом с поперечным армированием (расчетное сопротивление срезу), определяют по формуле:

$$V_T = V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot ctg\theta$$

$A_{sw}$  – площадь поперечной арматуры;

$s$  – шаг поперечной арматуры;

$z$  – плечо внутренней пары сил (при расчетах допускается принимать примерно  $z = 0,9d$ );

$d$  – рабочая высота сечения;

$f_{ywd}$  – расчетное сопротивление поперечной арматуры;

$\theta$  – угол наклона между сжатой бетонной полосой (подкосом) и продольной рабочей арматурой.

Испытуемый образец с высотой сечения 165 мм армируется каркасом с нижней продольной арматурой  $\varnothing 12$  мм и поперечной арматурой  $\varnothing 5$  мм ( $A_{sw} = 19,6 \text{ мм}^2$ ), установленной с шагом  $s = 100$  мм. Защитный слой продольной арматуры был замерен после разрушения балки и составил 20 мм. Весь каркас выполнен из арматуры класса S500. Прочность поперечной арматуры в расчете принята 500 МПа.

Также после испытаний конструкции был определен фактический угол наклона  $\theta = 23^\circ$ . Котангенс  $23^\circ$  равен 2,36 (в соответствии с п. 8.2.2.5 максимально возможное значение  $cot\theta$  допускается принимать равным 2,5; меньшие значения  $cot\theta$  – при соблюдении нижнего предела  $cot\theta > 1$ ).

В связи с небольшой высотой испытываемого образца принимаем

$$z = 0,95d.$$

Тогда:

$$d = h - \left( c_{nom} - \frac{\varnothing}{2} \right) = 165 - \left( 20 + \frac{12}{2} \right) = 139 \text{ мм}$$

$$z = 0,95 \cdot d = 0,95 \cdot 139 = 132,05 \text{ мм}$$

Теоретическое значение поперечной силы:

$$V_T = V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot ctg \theta = \frac{19,6}{100} \cdot 132,05 \cdot 500 \cdot 2,36 = 30,5 \text{ кН}$$

Разница между опытным и теоретическим значениями составила 3%, что позволяет сделать вывод о приемлемой сопоставимости опытных результатов с результатами расчета.

## Особенности оценки напряженно-деформированного состояния многопустотных железобетонных плит, усиленных установкой дополнительной композитной арматуры в растянутой зоне

Хотько Е.А.

*Научный руководитель – Хотько А.А.*

Белорусский национальный технический университет

При реконструкции зданий и сооружений часто возникает необходимость повышения несущей способности существующих железобетонных конструкций, что осуществляется их усилением. Выбор метода усиления зависит от результатов проверочных расчетов. Усиление многопустотных железобетонных плит перекрытий зданий в большинстве случаев выполняется установкой дополнительной арматуры в растянутую зону. При таком усилении, как правило, арматура усиления в виде отдельных стержней, или в составе каркасов, через прорезы, предварительно устроенные с верхней стороны пустоты конструкций, фиксируется в растянутой зоне с последующим обетонированием пустот с целью обеспечения совместной работы дополнительной арматуры и усиливаемой конструкции [1, 2]. Схема такого усиления представлена на рисунке 1.

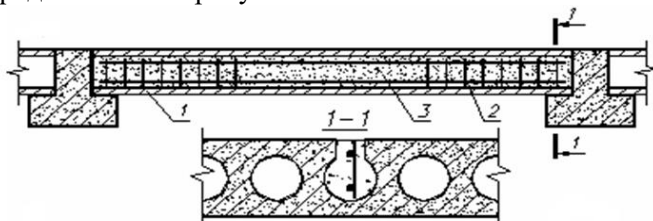


Рисунок 1 - Вариант усиления многопустотной плиты перекрытия установкой дополнительной арматуры: 1 – плита; 2 – сварной каркас; 3 – бетон

В качестве дополнительных стержней, устанавливаемых в пустоты усиливаемой многопустотной железобетонной плиты перекрытия, предлагается использовать (вместо стальной арматуры) композитную арматуру. Напряженно-деформированное состояние усиленной таким образом конструкции будет соответствовать работе железобетонного элемента с комбинированным армированием. Исследованиями напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов с

комбинированным армированием посвящены работы, выполняемые под руководством профессоров Т.М. Пецольда, В.В.Тура, ученых Российской Федерации и других стран [1, 4, 5, 6, 7].

Использование композитной арматуры при армировании железобетонных конструкций имеет свои особенности, так как использование такой арматуры (в связи с более низким модулем упругости по сравнению с модулем упругости стальной арматуры) без ее предварительного напряжения является не эффективным в связи с ранним образованием трещин и значительными прогибами. Предварительное напряжение композитной арматурой при изготовлении железобетонных изгибаемых элементов на данный момент практически осуществимо только с использованием самонапрягающего бетона [7]. Комбинированное армирование даже в случае отсутствия предварительного напряжения композитной арматуры позволяет использовать свойства композитной арматуры в сочетании с работой стальной арматуры. При комбинированном армировании композитная арматура включается в работу после достижения определенного уровня напряжений в стальной арматуре [1, 5, 6].

При усилении многопустотных железобетонных плит установкой дополнительных композитных стержней в растянутую зону, как правило, напряжения в стальной арматуре уже достигли определенного уровня. Уровень напряжений в стальной арматуре, соответствующий нулевым напряжениям в композитной арматуре, зависит от уровня нагружения усиливаемой плиты в момент усиления.

Повысить эффективность предлагаемого метода усиления возможно при условии предварительного напряжения композитной арматуры, что приведет в конечном итоге к повышению трещиностойкости и уменьшению прогибов усиливаемой конструкции. В случае усиления многопустотных панелей предлагаемым методом, не смотря на известные сложности создания предварительного напряжения композитной арматуры, представляется возможность предварительное напряжение таких стержней изменением их трассировки. Методика такого метода включения в работу дополнительной арматуры представлена в работах Д.Н. Лазовского [2]. Суть такой методики, иллюстрированной на рисунке 2, состоит в фиксации обетонированием концов дополнительных стержней усиления, их притягивания к нижней грани пустот плит при помощи струбцин или натяжных болтов

(чем создается предварительное напряжение) и последующего обетонирования пустоты с натянутой арматурой [1].

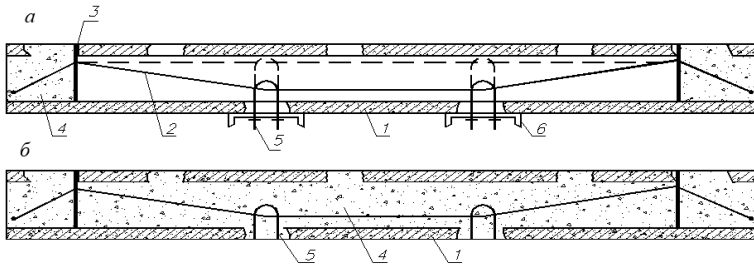


Рисунок 2 - Вариант создания предварительного напряжения дополнительной арматуры при усилении сборных многопустотных плит: а – плита в момент предварительного напряжения арматуры; б – усиленная плита, 1 – усиливаемая плита, 2 – дополнительная арматура, 3 – временная ограничительная пластина, 4 – бетон, 5 – натяжной болт, 6 – опалубка

В связи с тем, что композитные стержни являются упруго-деформируемыми, следствием изгиба таких стержней становится снижение их сопротивления растяжению. То есть, если стержень из полимерного композита изогнут (имеет криволинейное очертание в продольном направлении бетонного элемента), то создаваемые на стадии натяжения арматуры напряжения должны быть уменьшены, так как необходимо учитывать появление дополнительных напряжений в изогнутой части стержня.

Уровень достигаемых напряжений при изгибе композитного стержня зависит от радиуса кривизны стержня в точке перегиба, модуля упругости и характеристик поперечного сечения стержня. Напряжения, возникающие в стержне в результате его изгиба (искривления траектории) могут быть определены по следующей формуле [7, 8, 9, 10]:

$$\sigma_h = \frac{E_{fnp} \cdot y}{R_{ch}}, \quad (1)$$

где:  $E_{fnp}$  – модуль упругости композитного стержня;

$y$  – расстояние от центра тяжести до растянутой грани изогнутого композитного стержня (это расстояние равно радиусу стержня);

$R_{ch}$  – радиус кривизны стержня в точке его перегиба.



Исследования, проведённые в Университете Вайоминга (University of Wyoming, Pennsylvania) [10], показали, что вычисленное по формуле (1) напряжение несколько завышено в сравнении со своим реальным значением, поэтому рекомендуется значение радиуса кривизны стержня в точке его перегиба ( $R_{ch}$ ), подставляемое в формулу (1), принимать несколько завышенным или принимать равным натуральному радиусу кривизны изогнутого стержня ( $R_n$ ), который рассчитывается по формуле:

$$R_n = \frac{r^2}{2} \times \sqrt{\frac{E_{frrp} \times \pi}{P \times (1 - \cos \theta)}}, \quad (2)$$

Где  $r$  – радиус стержня из полимерного композита;

$P$  – действующее в композитном стержне усилие;

$\theta$  – суммарный угол поворота оси напрягаемой композитной арматуры в точке её перегиба.

Подсчёт суммарной величины потери предварительного напряжения является важным этапом при проектировании предварительно напряжённых бетонных элементов, армированных стержнями из полимерного композита.

Выделяют следующие виды потерь предварительного напряжения в напрягаемой композитной арматуре: потери, вызванные упругими деформациями бетона; потери, являющиеся следствием ползучести бетона; потери, вызванные усадкой бетона. Расчёт этих потерь для композитной арматуры производится аналогично, как и для стальной напрягаемой арматуры. При подсчёте потерь предварительного напряжения в напрягаемой композитной арматуре учитывается снижение величины её модуля упругости.

В связи с тем, что значение модуля упругости стержней из полимерного композита ниже значения модуля упругости стальных стержней, то потери предварительного напряжения в напрягаемой композитной арматуре, вызванные упругими деформациями, ползучестью и усадкой бетона, будут значительно меньшими по сравнению с потерями предварительного напряжения, вызванными протеканием аналогичных процессов в стальной напрягаемой арматуре [7, 8, 9, 10].

Потери предварительного напряжения в напрягаемой композитной арматуре, вызванные релаксацией напряжений в стержнях из полимерного композита зависят от вида армирующего волокна и склады-

ваются из трёх составляющих: потери, вызванные релаксацией напряжений в полимерной матрице; потери, вызванные распрямлением армирующих волокон; потери, вызванные релаксацией напряжений в армирующем волокне.

На начальной стадии создания предварительного напряжения композитного стержня, часть усилия передаётся на полимерную матрицу (чаще всего она представлена различными видами смол). Полимерная матрица является упругопластическим материалом, поэтому процесс релаксации в ней напряжений и связанные с данным процессом потери предварительного напряжения являются следствием сопротивления матрицы внешней нагрузке. Релаксация полимерной матрицы характеризуется соотношением жесткостей полимерной матрицы и армирующих волокон и объёмным содержанием армирующих волокон в композитном стержне.

Однонаправленные армирующие волокна композитного стержня не являются идеально параллельными между собой (так как волокна не являются идеально прямыми). По этой причине в процессе предварительного напряжения стержня, армирующие волокна начинают распрямляться, и такое распрямление волокон приводит к релаксации в них напряжений, которая в свою очередь приводит к потерям предварительного напряжения. Суммарная потеря предварительного напряжения, вызванная распрямлением армирующего волокна композитного стержня принимается равной  $(1...2)\%$  от начального напряжения обжатия бетона.

Уровень релаксации напряжений в армирующих волокнах композитного стержня зависит от материала самого армирующего волокна. В соответствии с [10] уровень релаксации напряжений (выраженный в % от начального напряжения обжатия бетона), находится в логарифмической зависимости от времени.

При оценке потерь предварительного напряжения, вызванных трением арматуры о стенки каналов или о поверхность бетона конструкции, используется коэффициент трения-скольжения аналогично тому, как и при проектировании конструкций со стальными предварительно напряжёнными стержнями. Было установлено, что для стержней из полимерного композита, армированных карбоновым волокном, находящихся в полихлорвиниловом канале, коэффициент трения-скольжения о стенки криволинейного канала находится в диапазоне от 0.25

(при скачкообразном перемещении при трении) до 0.6 (при нескачкообразном перемещении при трении). Так как коэффициент трения-скольжения зависит главным образом от материала канала, то значения данного коэффициента, определённые для стальной предварительно напряжённой арматуры, могут быть использованы и для предварительно напряжённой композитной арматуры, армированной различными типами волокон.

Для обоснованного использования композитной арматуры при усилении растянутой зоны многопустотных железобетонных плит установкой дополнительной арматуры, требуются дополнительные исследования, включающие численный анализ несущей способности, трещиностойкости и деформативности усиленной многопустотной железобетонной плиты в зависимости от уровня нагружения в момент усиления, от процента армирования композитными стержнями, а также исследований свойств композитной арматуры после механических изгибов.

### **Список использованных источников**

1. Усиление растянутой зоны многопустотных железобетонных плит установкой дополнительной композитной арматуры / Е.А. Хотько, А.А. Хотько // Современные методы расчётов и обследований железобетонных и каменных конструкций / Материалы 78-й студенческой научно-технической конференции / г. Минск, 2022 – С.46-50
2. Проектирование реконструкции зданий и сооружений : учеб.-метод. комплекс. В 3 ч. Ч. 2. Оценка состояния и усиление строительных конструкций / Д. Н. Лазовский. – Новополюк : ПГУ, 2010. – 340 с
3. СП 63.13330-2012 «Конструкции из бетона с композитной неметаллической арматурой. Правила проектирования». – Москва, 2013.
4. Фролов, Н. П. Стеклопластиковая арматура и стеклопластбетонные конструкции / Н. П. Фролов. – Москва: Стройиздат, 1980. – 107 с.
5. Тур, В. В. Экспериментальные исследования изгибаемых бетонных элементов с комбинированным армированием стальными и стеклопластиковыми стержнями / В. В. Тур, В. В. Малыха // Вестн. Полоц. гос. ун. Сер. Ф. Строительство. Прикладные науки. – 2013. – № 8. – С. 58–65.

6. Почобыт, А. А. Железобетонные балки с комбинированным армированием / А. А. Почобыт // Наука - 2017 : сборник научных статей. В 2 ч. Ч. 1/ Учреждение образования «Гродненский гос. ун-т им. Я.Купалы». – Гродно : ГрГУ им. Я. Купалы, 2017. – С.328 –330.
7. Тур, В.В. Экспериментально-теоретические основы предварительного напряжения конструкции при применении напрягающего бетона / В.В. Тур. – Брест: Изд-во БрГТУ, 1998. – 244 с.
8. The Canadian Highway Bridge Design Code: CAN/CSA-S06-06. – Introduced November 2006 – Ottawa, Ontario: Canadian Standards Association, 2006.
9. Design and Construction of Building components with Fibre Reinforced Polymers: CAN/CSA-S806-02. – Introduced May 2004 – Ottawa, Ontario: Canadian Standards Association, 2004.
10. Design Recommendations for Concrete Structures Prestressed with FRP Tendons: Final Report / University of Wyoming, Pennsylvania State University, University of Missouri-Rolla; C.W. Dolan, H.R. Hamilton, C.E. Bakis, A. Nanni – 2001. – FHWA – DTFH61-96-C-00019.

Научное издание

**СОВРЕМЕННЫЕ МЕТОДЫ  
РАСЧЕТОВ И ОБСЛЕДОВАНИЙ  
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

Материалы  
79-й студенческой  
научно-технической конференции

19 мая 2023 г.