



**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ
РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ**

**Белорусский национальный
технический университет**

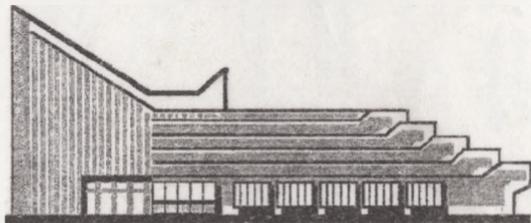


Строительный факультет

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

Материалы 70-й студенческой
научно-технической конференции

13 мая 2014 года



**Минск
БНТУ
2015**

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
Белорусский национальный технический университет

Строительный факультет

СОВРЕМЕННЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТОВ
И ОБСЛЕДОВАНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
И КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Материалы 70-й студенческой
научно-технической конференции

13 мая 2014 года

Минск
БНТУ
2015

Б24

УДК 666.94.015.7

ББК 33.33*43

С56

Редакционная коллегия:

- В. Ф. Зверев** – канд. техн. наук, зав. кафедрой
«Железобетонные и каменные конструкции»;
- А. А. Хотько** – канд. техн. наук, доцент кафедры
«Железобетонные и каменные конструкции»;
- С. Н. Делендик** – ас. кафедры «Железобетонные
и каменные конструкции»;
- С. М. Коледа** – ас. кафедры «Железобетонные
и каменные конструкции»

Рецензенты:

- Т. М. Пецольд** – д-р техн. наук, профессор кафедры
«Железобетонные и каменные конструкции»;
- Н. А. Рак** – канд. техн. наук, профессор кафедры
«Железобетонные и каменные конструкции»;
- А. Н. Жабинский** – канд. техн. наук, зав. кафедрой
«Металлические и деревянные конструкции»

Сборник содержит материалы 70-й студенческой научно-технической конференции «Современные методы расчетов и обследований железобетонных и каменных конструкций». В издании освещены материалы пленарного заседания, исследующие проблемы проектирования, конструирования и обследования железобетонных конструкций.

Издание предназначено для научно-педагогических работников, студентов, магистров и аспирантов.

СОДЕРЖАНИЕ

Альтамиами М.М. <i>К вопросу о конструктивных мероприятиях противозастойствующим сейсмическим воздействиям</i>	6
Бескостая Е.А. <i>Преднапряжение в построечных условиях</i>	12
Болаболов А.Л. <i>К вопросу о работе несущих конструкций многоэтажного здания из монолитного железобетона с учетом прогрессирующего обрушения</i>	19
Власенко М.М. <i>К вопросу об истории освоения подземного пространства и эволюции архитектурных форм</i>	27
Володин А.Ю. <i>Напряженно-деформированное состояние сталефибробетонных индустриальных полов</i>	31
Глуховский А.Г. <i>Применение большепролётных железобетонных стропильных балок в промышленном строительстве</i>	36
Дереченик Н.Г., Шалимо О.А., Адамонис В.В. <i>Экспертиза здания зерносклада в связи с предполагаемой реконструкцией</i>	44
Дешкович Д.С., Чалей А.Л. <i>Чудеса инженерии. Бурдж-Дубай</i> ..	50
Евса Е.В., Яроцкий Р.В. <i>Применение композитной арматуры в строительстве монолитных железобетонных зданий</i>	59
Елец А.Н. <i>Конструктивные решения по усилению сжатых каменных конструкций</i>	64
Ермолович Д.С. <i>Проектирование железобетонных конструкций в среде информационного моделирования зданий (BIM) на примере дипломного проекта административно-производственного здания со встроенными помещениями</i>	70

Жосан Р.Д. <i>Методика определения релаксационных процессов в арматуре</i>	75
Козловский Е.А. <i>Анализ различных способов армирования монолитных железобетонных дисков перекрытий в зоне опирания на колонны</i>	81
Лебедев К.Г. <i>Безраскосные фермы покрытия</i>	87
Нагорекин Н.В., Яскевич М.А. <i>Результаты испытания натурального элемента железобетонной колонны и ее модели</i>	91
Нестерёнок Т.М. <i>Сопоставление результатов расчета трещиностойкости железобетонных конструкций по СНБ 5.03.01-02 и ТКП EN 1992-1-1</i>	96
Новик А.Н., Половинко А.С. <i>Влияние влажности на свойства стеклопластиковой арматуры</i>	102
Новик В.В. <i>Температурные воздействия на отдельные элементы монолитного каркаса здания</i>	108
Осипчик А.В. <i>Технология постнапряжения бетона</i>	111
Потерухина Д.С. <i>Ведение дисциплины «Железобетонные и каменные конструкции» в отдельных вузах постсоветского пространства</i>	114
Расанец М.А., Петрусевич В.А. <i>Перспективы применения литракона в строительстве как альтернативного вида стенового ограждения</i>	117
Сабук И.В. <i>Анализ эффекта обоймы в трубобетонных колоннах квадратного сечения</i>	122
Сивец Е.О. <i>Влияние температурных воздействий на монолитные железобетонные плиты</i>	127

Титов А.Л. Особенности учёта прогрессирующего обрушения в бескаркасных зданиях.....	131
Тищенко П.А. Проектирование железобетонных конструкций с использованием технологий информационного моделирования (BIM-технологий)	136
Тумарович К.В. Энергоэффективные ограждающие конструкции в жилищном строительстве	146
Шамко Е.В., Девячень А.В. Сравнительный анализ основных характеристик металлической и композитной арматур	150
Шемякина П.В. Применение конструкций сборно-монолитного каркаса на примере системы АРКОС	161
Шилов А.А. Система нормативных документов РБ в области технической эксплуатации, ремонта и реконструкции зданий и сооружений, их гармонизация с Европейскими стандартами ...	167

**К вопросу о конструктивных мероприятиях
противодействующим сейсмическим воздействиям**

Альтамиами М.М.

(Научный руководитель – Зверев В.Ф.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

В соответствии с действующими нормативными документами на территории Республики Беларусь актуальным является вопрос об учете сейсмических воздействий. Следует отметить, что одним из первых объектов является Национальная Библиотека Республики Беларусь, атомная станция в Гродненской области в которых учтено влияние сейсмических воздействий.

Рассматривая события, предшествующие появлению нормативных документов учитывающих влияние сейсмических воздействий, следует отметить, что в недалеком прошлом, в 1986 году, каркасное землетрясение вызвало колебание земной коры в Беларуси.

Исходя из вышесказанного необходимость учета сейсмических воздействий при строительстве уникальных зданий в Республики Беларусь не вызывает никаких сомнений.

Важным условием снижения сейсмической нагрузки является уменьшение массы здания, наилучшим сочетанием динамической жесткости с характеристиками затухания колебаний, равномерным распределением жесткостей и масс, применение систем сейсмозащиты.

К новым эффективным методам сейсмозащиты следует отнести системы, которые подразумевают изменение массы и жесткости и демпфирование системы в зависимости от её перемещений и скорости.

Рассматривая влияние землетрясения на здание следует отметить, что несмотря на то, что фундаменты одни из первых конструктивных элементов подвергаются сейсмическим воздействиям в тоже время редко повреждаются.

Рассматривая некоторые виды пассивной сейсмозащиты фундаментов зданий следует их разделить по принципам работы. Пассивная сейсмозащита фундаментов включает системы сейсмоизоляции и сейсмогашения, что включает демпфирование и динамические гасители, позволяющие перераспределить колебания между соответствующими гасителями.

Касаясь сейсмоизоляции следует отметить, что рассматриваются две группы систем: а – адаптивные, б – стационарные.

К адаптивным системам относятся системы, в которых динамические характеристики сооружения меняются в процессе землетрясения, приспособляясь к сейсмическому воздействию, в стационарных системах динамические характеристики сохраняются в процессе землетрясения.

Рассматривая применение стационарных систем, следует отметить системы зданий с гибким нижним этажом. Где в качестве опор используются гибкие каркасные стойки, располагаемые в надземной части здания, представленные на рисунке 1.

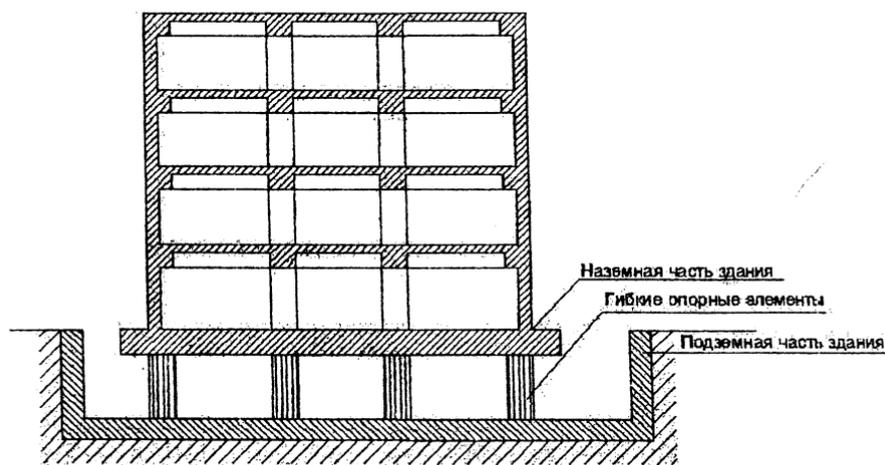


Рисунок 1. Стационарная система с гибкими опорами

Здания на резинометаллических и резинопластиковых опорах сжатия получили широкое распространение в Республике Беларусь. В настоящее время используется несколько типов резинометаллических упругих опор сжатия: французский, новозеландский, американский и итальянский вариант опор. Для предотвращения чрезмерной осадки зданий под нагрузкой от собственного веса, опоры выполняются жёсткими в вертикальной и податливыми в горизонтальной плоскости. Благодаря упругим свойствам резины, резинометаллические опоры обладают высокой прочностью при сжатии, растяжении и кручении и представлены на рисунке 2.

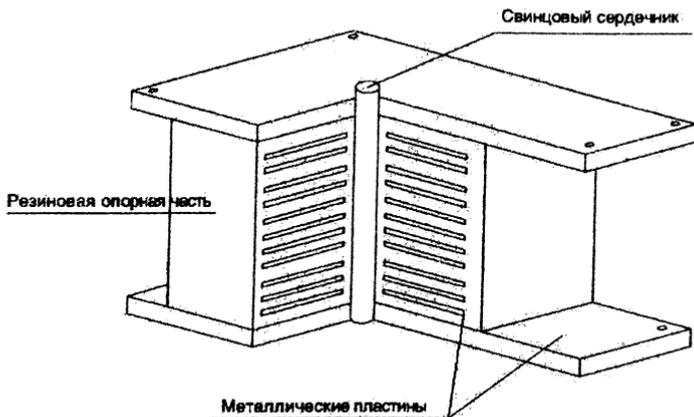


Рисунок 2. Антисейсмическая опора

Серьезной проблемой при проектировании сооружений на упругих опорах явилась сложность обеспечения их прочности при значительных взаимных смещениях сейсмоизолированных частей фундамента. Это послужило причиной широкого распространения кинематических опор при сооружении сейсмоизолирующих фундаментов. Принцип действия такой конструкции состоит в том, что во время землетрясения центр тяжести опор поднимается, в результате чего образуется гравитационная восстанавливающая сила. При этом колебания здания происходят около положения равновесия, и их начальная частота и период зависят от геометрических размеров используемых опор.

Необходимо отметить, что фундаменты этого типа не имеют специальных демпфирующих устройств, и при длиннопериодных воздействиях силой более 8 баллов, согласно выполненным расчетам, возможно смещение здания с опор. Это указывает на опасность фундаментов на кинематических опорах, если в них не предусмотрены дополнительные демпфирующие элементы.

Сейсмоизоляция, не обеспечивающая возвращающей силы, действующей на сейсмоизолированные части конструкции, реализуется путем устройства скользящего пояса. Одно из наиболее известных технических решений такого типа – сейсмоизолирующий фундамент фирмы (Spie Battignolle i Electricite de France).

Конструкция антисейсмической фрикционной опоры показана на рисунке 3. Опора, поддерживающая верхнюю фундаментную плиту,

состоит из фрикционных плит, армированной прокладки из эластомера (неопрена), нижней фундаментной плиты, бетонной стойки, опирающейся на нижнюю фундаментную плиту. Жесткость опор в вертикальном направлении примерно в 10 раз выше, чем в горизонтальном.

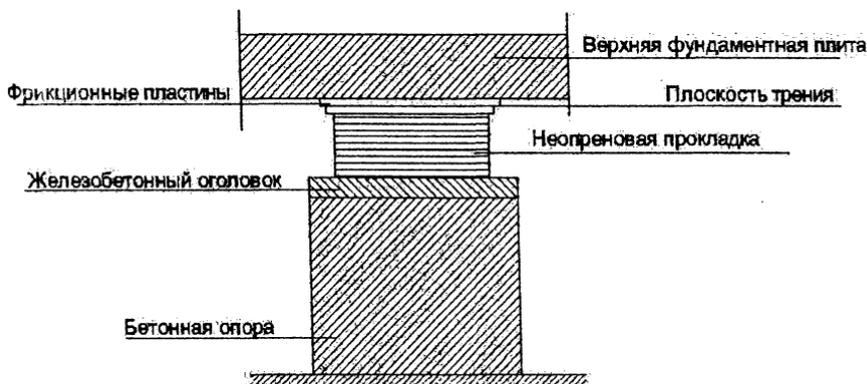


Рисунок 3. Сейсмоизолирующий фундамент

Рассмотренные выше примеры сейсмоизоляции представляют собой системы, в которых динамические характеристики сохраняются в процессе землетрясения.

Наряду с этими решениями в практике сейсмостойкого строительства получили распространение адаптивные системы. В этих системах динамические характеристики сооружения необратимо меняются в процессе землетрясения, «приспосабливаясь» к сейсмическому воздействию.

В нижней части здания между несущими стойками нижнего этажа установлены связевые панели, отключающиеся при интенсивных сейсмических воздействиях, когда в спектре воздействия преобладают периоды, равные или близкие к периоду свободных колебаний сооружения. После отключения панелей частота свободных колебаний падает, период колебаний увеличивается, происходит снижение сейсмической нагрузки.

Применение выключающихся связей наиболее эффективно в том случае, когда уверенно прогнозируется частотный состав ожидаемого сейсмического воздействия. В качестве недостатков необходимо отметить, что после разрушения выключающихся связей во

при необходимости их восстановление, что не всегда экономически осуществимо.

Несмотря на ряд достоинств сейсмоизолирующего фундамента, рассматриваемая конструкция имеет ряд недостатков. Анализ французского решения состоит в том, что взаимные смещения фундаментных плит не превосходили 20 см.

В качестве конструктивных недостатков фундамента следует отметить наличие неравномерного давления на опоры при строительстве на нескальных грунтах, отсутствие средств регулирования сил трения, сложность смены прокладок во время эксплуатации.

Следует отметить, что традиционные сейсмоизолирующие устройства, в том числе и сейсмоизолирующие опоры, имеют существенный общий недостаток: они расчленяют цельную систему «здание-фундамент» на отдельные части, что приводит к ослаблению системы в угоду сейсмоизоляции определенной части этой системы. При этом возникают взаимные смещения между изолированной и неизолированной частями для ограничения этих взаимных смещений устанавливают демпферы, рассеивающие энергию сейсмического воздействия.

Инерционный демпфер – называемый также **инерционный гаситель** является устройством для вибрационного контроля и представляет собой массивный бетонный блок, установленный на высотном здании или другом сооружении, который колеблется с резонансной частотой данного объекта с помощью специального пружиноподобного механизма под сейсмической нагрузкой.

Для этой цели, например, инерционный демпфер небоскреба Тайбэй 101 оборудован двумя маятниковыми подвесками, на 92-ом и 88-ом этажах, весящими 660 тонн каждая.

Гистерезисный демпфер – предназначен для улучшения работы зданий и сооружений под сейсмической нагрузкой за счёт диссипации сейсмической энергии проникающей в эти здания и сооружения. Имеются, в основном, четыре группы гистерезисных демпферов, а именно:

- Жидкостный вязкоупругий демпфер
- Твердый вязкоупругий демпфер
- Металлический вязко текучий демпфер
- Демпфер сухого трения

Каждая группа демпферов имеет свою специфику, свои достоинства и недостатки, которые следует учитывать при их применении.

Многочастотный успокоитель колебаний (МУК) является системой устройств для вибрационного контроля, установленной на высотном здании или другом сооружении, которое колеблется с определёнными резонансными частотами данного объекта под сейсмической нагрузкой.

Каждый МУК включает в себя ряд междуэтажных диафрагм, обрамленных набором выступающих консолей с различными периодами собственных колебаний и работающих как инерционные демпферы. Использование МУК позволяет сделать здание как функциональным, так и архитектурно привлекательным.

Вывод

На основании изложенного следует отметить, что использование современных методов сейсмоизоляции позволяет повысить надежность зданий и сооружений.

ЛИТЕРАТУРА

1. Поляков С.В., Килимник Л.Ш., Черкашин А.В. Современные методы сейсмозащиты зданий. – М.:Стройиздат, 1989. –320с.
2. Берковская Д.А. Мероприятия по антисейсмической защите конструкций зданий (Франция). // Строительство и архитектура Серия 14.1977. Вып.9, с. 10-12.
3. Тыркина О.В. Конструктивные решения и методы расчета зданий на сейсмоизолирующих опорах из хлорпренового каучука (Франция). // Сейсмостойкое строительство. Реф. сб. Сер.14. – М.: ВНИИИС, 1985. Вып.14, с.1-8.
4. Абовский Н.П., Енджиевский Л.В., Надеяев В.Д. Новые конструктивные решения для сейсмостойкого строительства в особых грунтовых условиях. // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений, 2004, №3, с.30-32.
5. Баркан Д.Д., Межевой Г.Н. Исследование работы свайных фундаментов с промежуточной подушкой в сейсмических районах. / Сб.трудов НИИОСП им. Герсеванова. Вып. 67. – М.: Стройиздат, 1976.
6. ТКП EN 1991-1-3-2009 (02250) Еврокод 1. Воздействия на конструкции.

Преднапряжение в построечных условиях

Бескостая Е.А.

(Научный руководитель – Зверев В.Ф.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

На данный момент одним из наиболее перспективных направлений развития монолитного железобетона является применение при возведении пролетных конструкций преднапряжения с натяжением на бетон в построечных условиях (постнапряжение).

Постнапряженные системы с успехом применяются для строительства широкого спектра сооружений, включая:

- офисные здания и жилые многоквартирные дома, отели, многофункциональные комплексы, театры, торговые центры, промышленные здания, школы, казино, библиотеки;
- гаражи и автостоянки в коммерческих центрах, аэропортах, многофункциональных комплексах – встроенные, подземные, надземные, стоящие отдельно;
- мостовые сооружения;
- незаглубленные фундаментные плиты для жилых зданий и промышленных сооружений, выполненных из легких и тяжелых металлоконструкций, спортивных площадок, дорожных покрытий;
- емкости для хранения: водяные резервуары (отстойники, силосные башни);
- стадионы, трибуны;
- распределительные плиты, балки и другие элементы строительных конструкций.

Основные преимущества технологии постнапряжения:

- значительное сокращение расхода материалов (бетона, арматуры);
- улучшение структурной целостности конструкции за счет использования непрерывных арматурных тросов;
- повышение качества контроля над образованием трещин, прогибов и деформаций за счет постоянной нагрузки на тросы;
- снижение общей высоты сооружений, сокращение нагрузок на фундамент и увеличение длины пролетов благодаря снижению толщины перекрытий, что выгодно отличает эти сооружения от традиционных конструкций, выполненных из железобетона;

– устранение проблемы ненадежности соединений сборных элементов благодаря выполнению монолитных соединений между плитами перекрытий, балками и колоннами;

– снижение общего количества деформаций и сбалансированность вертикальных нагрузок благодаря использованию профилирования тросов;

– уменьшение общего веса сооружений, что чрезвычайно важно для зон повышенной сейсмической активности.

Суть технологии преднапряжения с натяжением на бетон в построечных условиях (постнапряжение) заключается в том, что напрягаемая арматура натягивается после бетонирования и набора бетоном достаточной прочности. В результате напрягаемая арматура лучше воспринимает нагрузки, которые оказывают на нее внешние силы в течение всего срока службы сооружения.

Постнапряжение может осуществляться как со сцеплением напрягаемой арматуры с бетоном, так и без сцепления – в зависимости от типа сооружения.

Конструктивные преимущества постнапряжения:

– ускорение процесса формирования перекрытий.

Это становится возможным благодаря использованию стандартных конструктивных элементов для постнапряжения, минимальной загруженности конструкции арматурой, использованию бетона высокой прочности и быстрому снятию опалубки по завершении постнапряжения;

– уменьшение высоты этажей.

Значение отношения длины пролета к высоте этажа для постнапряженных элементов будет больше, чем для ненапряженных, поэтому общая высота этажа может быть снижена при неизменности высоты внутренних помещений.

– сокращение затрат, связанных с формированием оболочечных конструкций, необходимых при создании больших пролетов в традиционном армировании;

– увеличение пролетов между колоннами.

Облегченный вес и структурная целостность постнапряженных систем позволяют формировать пролеты большей длины;

– повышение гибкости объемно-планировочных решений.

Увеличение длины пролетов между колоннами и отсутствие балок позволяет повысить универсальность конфигурации помеще-

ний, что является важным преимуществом с точки зрения прокладки инженерных сетей.

Система без сцепления наиболее эффективна при возведении конструкций сравнительно небольшого поперечного сечения.

Данная система подразумевает отсутствие сцепления напрягаемой арматуры с бетоном в течение всего срока эксплуатации. Как правило, используются канаты диаметром от 12 до 15,7 мм из высокопрочной стали, где каждый канат имеет индивидуальную пластиковую оболочку со смазкой. За счет пластиковой оболочки и смазки напрягаемая арматура надежно защищена от коррозии на протяжении всего срока эксплуатации конструкции. Данная схема каната получила название “моностренд” (рисунок 1).

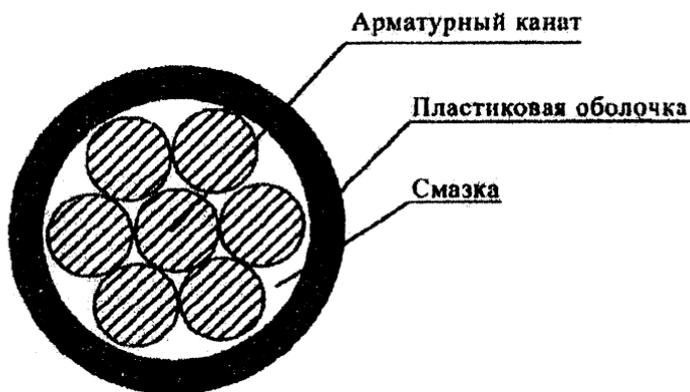


Рисунок 1. Сечение каната в оболочке

Работы по преднапряжению канатной арматуры начинаются с транспортировки и разгрузки бухты. Стандартная бухта канатной арматуры весит около трех тонн и имеет в размотке два с половиной километра.

Бухту устанавливают в устройство для размотки и с помощью отрезной машины получают отрез необходимой длины.

Кран поднимает объем нарезанной канатной арматуры на проектную отметку участка, где на решетчатую основу нижней арматуры производится раскладка. Раскладка осуществляется в соответствии с предполагаемой эпюрой моментов. В пролетной части канатная арматура идет вниз, а в надпорной уходит вверх. Раскладка

осуществляется в поперечных и продольных направлениях с соответствующей анкеровкой.

Как правило, современные системы преднапряжения обеспечивают фиксацию арматуры на анкерах при помощи цанговых захватов (рисунок 2).

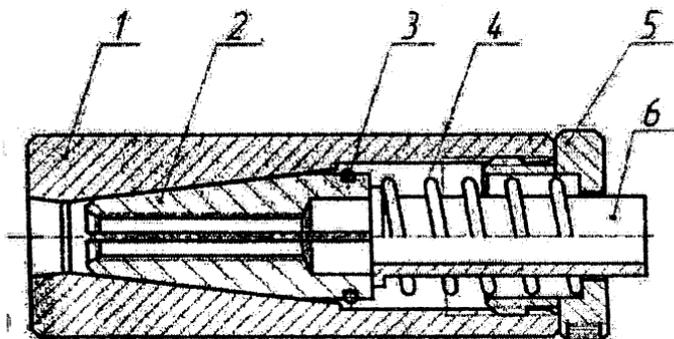


Рисунок 2. Цанговый захват:

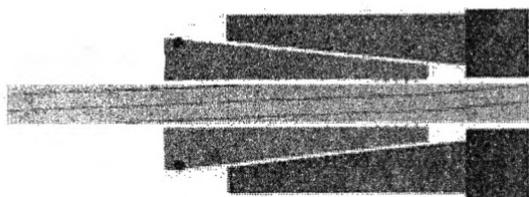
1 – корпус; 2 – губки; 3 – кольцо пружинное; 4 – пружина; 5 – пробка

Принцип работы цангового захвата заключается в том, что при передаче напряжения на канат цанговый захват расклинивается в посадочной конусообразной выемке анкера и, обжимая канат, за счет имеющейся на цанге насечки (фрикционной резьбы) фиксирует канат. В процессе натяжения захватное устройство гидродомкрата захватывает канат, при натяжении цанга выходит из посадочного места на величину, определенную для конкретного типа системы преднапряжения. При натяжении каната на заданное усилие происходит “размыкание” захватного устройства гидродомкрата, цанга возвращается в посадочное место и фиксирует канат (см. рисунок 3).

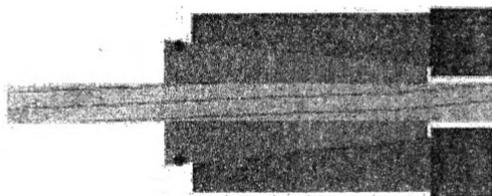
После раскладки и анкеровки происходит заливка бетоном. Смесь, выступающая из рукава, равномерно распределяется по всей площади плиты и уплотняется вибрацией.

Для последующего этапа, а именно напряжения арматуры, необходимо дождаться 80% затвердевания бетонной смеси.

Преднапряжение канатной арматуры начинается с измерения выпусков и внесения данных в протокол натяжения. Для заданного напряжения канатной арматуры необходимо достигать определенного давления на каждом этапе.



– положение цанги до “отпуска” каната



– положение цанги после “отпуска” каната

Рисунок 3. Принцип анкеровки каната при помощи цангового захвата

Вытягивание производится максимум на 200 мм за один этап. Разница между длиной выпуска до вытяжки после составляет дельту необходимую в расчетах количества подходов для одного процесса. Очередность строго регламентирована – от центрального выпуска к периферии. Итогом работы является омоноличивание стыка выпуска и внесение изменений в протокол натяжения.



Рисунок 4. Преднапряжение арматуры

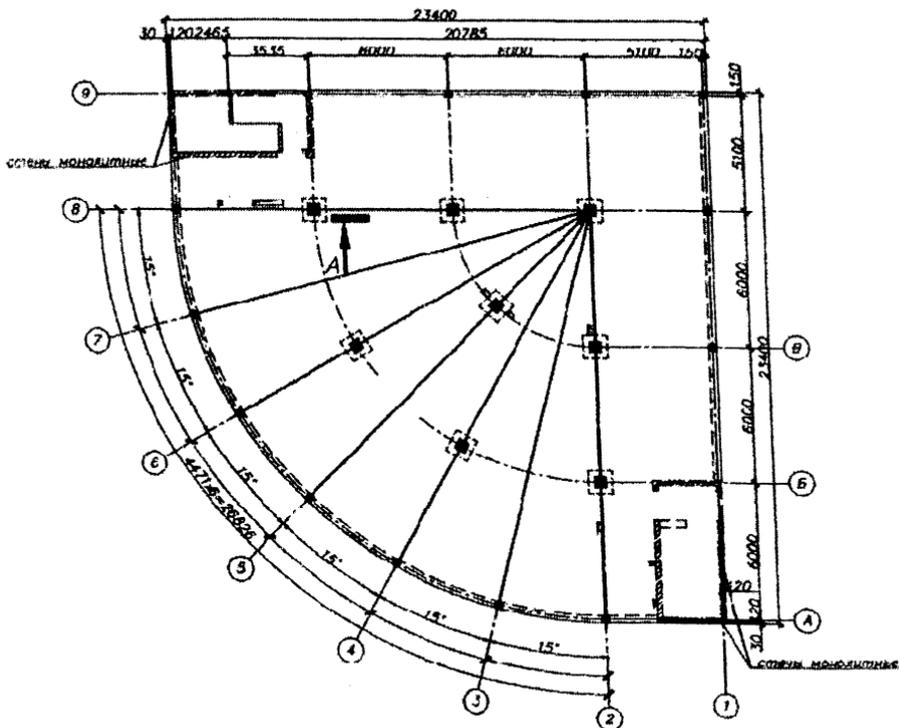


Рисунок 5. Армирование напрягаемой арматурой

Объект имеет сложную конфигурацию в плане, представляет собой сектор круга. Для повышения жесткости в направлении осей 2-8 располагаем восемь канатов К7 (см. рисунок 4, 5).

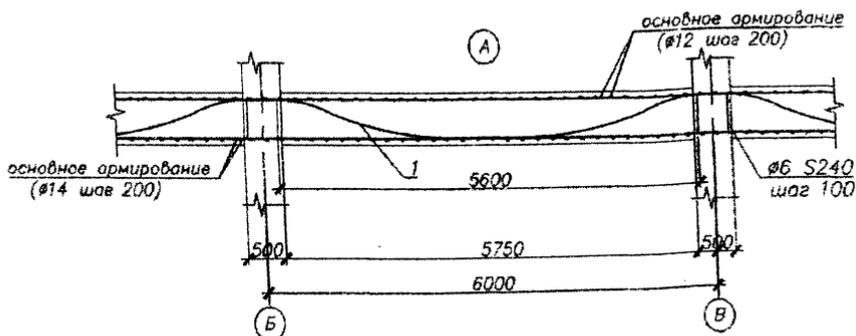


Рисунок 6. Вид А

Заключение

В виду возросшей доли монолитного строительства в республике, исследование процесса преднапряжения арматуры в условиях строительной площадки является весьма актуальной задачей, позволяющей снизить стоимость нового строительства, а также является эффективным методом усиления при реконструкции зданий и сооружений.

Перспективным является направление по применению комбинированного преднапряжения, в котором механический способ натяжения арматуры на бетон сочетается с физико-механическим, позволяющим снизить негативное влияние ползучести и усадки бетона.

ЛИТЕРАТУРА

1. Расчет и конструирование монолитных преднапряженных конструкций гражданских зданий: Научное издание. – М.: Издательство АСВ, 2011. – 248с.
2. Технология предварительного напряжения монолитных железобетонных конструкций в построечных условиях: Учебное пособие для студентов специальности 1 70 02 01 “Промышленное и гражданское строительство”. – Мн., БНТУ, 2006. – 45с.

К вопросу о работе несущих конструкций многоэтажного здания из монолитного железобетона с учетом прогрессирующего обрушения

Болаболов А.Л.

(Научный руководитель – Зверев В.Ф.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Приказом Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь от 12 июня 2008 г. № 197 утвержден и введен в действие ТКП 45-3.02-108-2008 «Высотные здания. Строительные нормы проектирования» [1]. Согласно Приложению Е п.1.1, высотные здания должны быть защищены от прогрессирующего обрушения в случае локального разрушения несущих конструкций в результате возникновения чрезвычайных ситуаций при действии аномальных (особых) воздействий. Действие данного документа распространяется на вновь строящиеся высотные жилые и общественные здания, к которым относятся, здания жилого назначения высотой от 75 до 100 м включительно, общественного и многофункционального назначения высотой от 50 до 200 м включительно. Однако опыт показывает, что выключение из работы элементов конструкций вследствие повреждений в результате возникновения аварийной ситуации нередко может привести к так называемой "цепной реакции", независимо от этажности и высотности. Данный факт ставит вопрос о возможной необходимости проведения расчетов на прогрессирующее обрушения и для зданий, не оговоренных в вышеуказанном нормативном документе.

Рассмотрим односекционное здание повышенной этажности с внутренними несущими стенами из монолитного бетона и монолитным перекрытием, имеющее размеры в плане в осях 1-6/А-Е – 23,4×28,2 м. Высота здания без учета технического этажа составляет 74,5 м. Фрагмент плана первого этажа приведен на рисунке 1,а. Для расчета используется программный комплекс Scad Office 11.5, позволяющий работать с пространственными расчетными моделями, что является необходимым условием для выполнения расчетов, связанных с возможным прогрессирующим обрушением. Конструктивная схема 23-ти этажного жилого дома с несущими монолитными

ми стенами определяет его расчётную схему, которая принимается в виде системы пластин, с предварительно нанесенной на них сеткой конечных элементов, жёстко соединённых между собой в узлах. Производится разбивка здания проектными осями: цифровыми 1 – 6, буквенными А – Е, по высоте в диапазоне от $-2,650$ до $+74,500$. Это делается с целью удобства дальнейшего фрагментирования расчетной модели, что позволит упростить графический анализ и сделать его более наглядным. Расчетная модель здания представлена на рисунке 1,б.

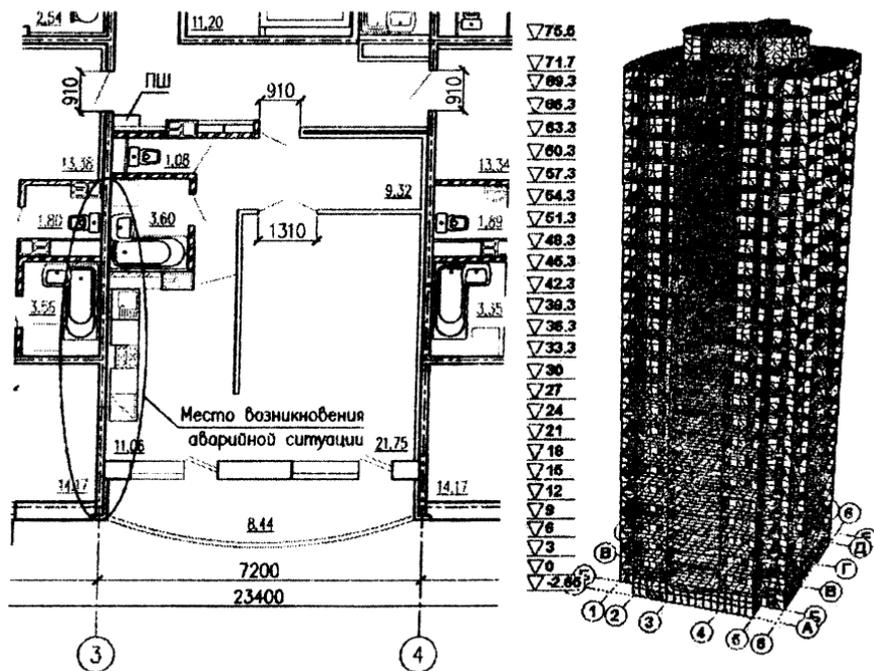


Рисунок 1. а – фрагмент плана 1-го этажа; б – расчетная 3D модель

Вычислительный комплекс реализован как интегрированная система прочностного анализа и проектирования конструкций на основе метода конечных элементов и позволяет определить напряженно-деформированное состояние конструкций от статических и динамических воздействий, а также выполнить ряд функций проектирования элементов конструкций. Опираясь на опыт проектирования,

Элементам задается тип жесткости в зависимости от характера их работы и деформирования. Нагрузки, действующие на здание, приложим их к расчетной схеме в соответствующих направлениях. Согласно приложению А источника [2] линейный расчет по 1-ой группе предельных состояний производится на следующие сочетания нагрузок:

— первое основное сочетание

$$\sum_j \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{i=1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i};$$

— второе основное сочетание

По 2-ой группе предельных состояний:

$$\sum_j \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{i=1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

$G_{k,j}$ – нормативные значения постоянных нагрузок;

$Q_{k,i}$ – нормативное значение доминирующей переменной нагрузки;

$Q_{k,i}$ – нормативные значения сопутствующих переменных нагрузок;

$\gamma_{G,j}$ – частный коэффициент безопасности для постоянных нагрузок;

$\gamma_{Q,i}$ – то же, для переменных нагрузок;

$\psi_{0,i}, \psi_{2,i}$ – коэффициенты сочетаний переменных нагрузок;

ξ – коэффициент уменьшения для неблагоприятно действующей постоянной нагрузки, принимаемый равным 0,85.

Результаты данного расчета будут использованы для сравнительного анализа полученной картины НДС системы.

При проверке сопротивления конструктивной системы здания прогрессирующему обрушению применяют следующие расчетные методы:

— метод связевых усилий;

— метод альтернативных траекторий (АТ-метод).

На практике чаще прибегают к АТ методу, сущность которого заключается в вынужденном удалении несущих конструктивных элементов из расчетной схемы по определенным правилам. Он применяется в следующих расчетных ситуациях:

— когда вертикальный конструктивный элемент не обеспечивает требуемую прочность для восприятия связевого усилия, и конструктор может использовать АТ-метод для проверки, способна ли конструктивная система воспринять нагрузки, расположенные выше разрушенного (поврежденного) вертикального конструктивного элемента;

— когда выполняется расчет конструктивных систем, имеющих высокий уровень защиты (к ним относятся высотные здания).

С целью получения зоны обрушения, предположим, что аварийная ситуация имеет место в кухонном блоке первого этажа. Получим частичное разрушение несущей стены по оси 3 и верхнего междуэтажного перекрытия. Так как, область возможного обрушения ограничивается п.3.1.2.7 Приложения Е нормативного документа [1], то проверяется условие:

$$A_{обр} = 5,21 \cdot 3,52 = 18,33 \text{ м}^2 \leq 0,3 \cdot A_{перекр} = 0,3 \cdot 659,88 = 197,96 \text{ м}^2 \leq 140 \text{ м}^2$$

Условие выполнено. Разрушение перекрытия, расположенного ниже удаляемого элемента, не допускается. На рисунке 2 покажем искомый фрагмент расчетной модели до и после обрушения.

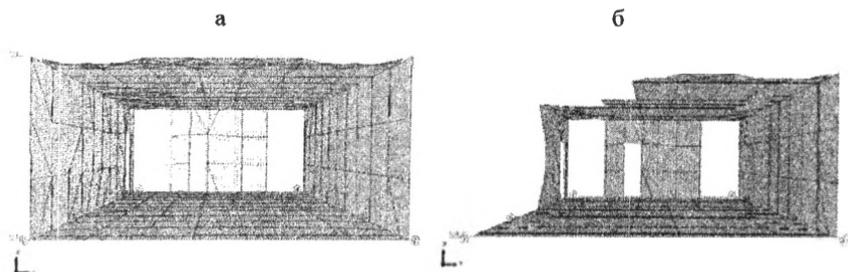


Рисунок 2. Искомый фрагмент расчетной схемы: а – до обрушения; б – после

При линейном статическом расчете конструкций всех типов по АТ-методу пользуются нормативными значениями нагрузок в следующем расчетном сочетании для пролетов конструкций, расположенных выше удаленного конструктивного элемента:

$$(0,9 \text{ или } 1,2) \cdot G_d + (0,5 \cdot Q_k + 0,2 \cdot S_k) + 0,2 \cdot W_k$$

Для оставшихся конструкций применяется основное сочетание нагрузок по Приложению А [2]. Удаленный конструктивный эле-

мент далее не рассматривается как нагрузка, приложенная к сохранившейся части перекрытия. При линейных и нелинейных статических расчетах нагрузка от разрушенного элемента учитывается динамическим коэффициентом $k_d = 2$. Производится расчет в программном комплексе, для всей схемы с учетом возможного прогрессирующего обрушения.

По результатам расчета проведем графический анализ. Напряжения и деформации представляются в виде изополей и изолиний, так как это позволяет более подробно увидеть картину напряженно-деформированного состояния системы. Отдельно следует обратить внимание на деформации несущих стен по оси Z на всех этажах здания при возникновении аварийной ситуации. Значения перемещений по направлению оси Z приведем в таблице 1.

Таблица 1

Деформации несущих стен по высоте

Этажи	Диапазон деформаций без учета прогрессирующего обрушения, мм	Диапазон деформаций с учетом прогрессирующего обрушения, мм
Нижние (1 – 7)	(-45,10) – (-49,54)	(-48,18) – (-53,01)
Средние (8 – 15)	(-49,54) – (-53,09)	(-53,01) – (-56,87)
Верхние (16 – 23)	(-53,09) – (-57,54)	(-56,87) – (-61,69)

Далее рассмотрены в отдельности: междуэтажное перекрытие – рисунок 3 и несущая стена – рисунок 4.

В результате графического анализа установлено:

— по границе разрушения вышеуказанных конструкций, образуются условия способствующие возникновению концентрации напряжений;

— напряжения от действия изгибающих моментов в элементах перекрытия, находящихся вблизи места обрушения, возрастают в среднем в 1,4 раза;

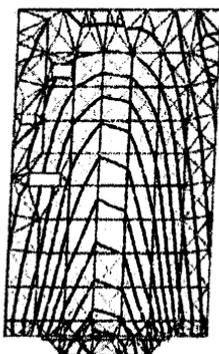
— деформаций для элементов перекрытия, находящихся вблизи места обрушения, возрастают на 12%;

— сжимающие напряжения от действия изгибающего момента в элементах несущей стены, находящихся вблизи места обрушения, практически не меняются, в то время как значения растягивающих напряжений снижаются в 3 раза;

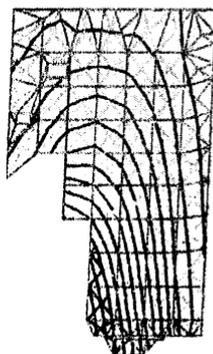
— деформации для элементов несущей стены, находящихся вблизи места обрушения, возрастают на 10%;

— следует отметить, что обрушение оказывает влияние не только на конструкции, находящиеся в пределах этажа, но и в целом на работу большинства несущих элементов. Это видно из графического анализа распределения деформаций по высоте для несущей стены по оси 3. Так для нижних этажей расхождения между деформациями составляют 10%, для средних 8,5%, для верхних 7%, соответственно до и после обрушения.

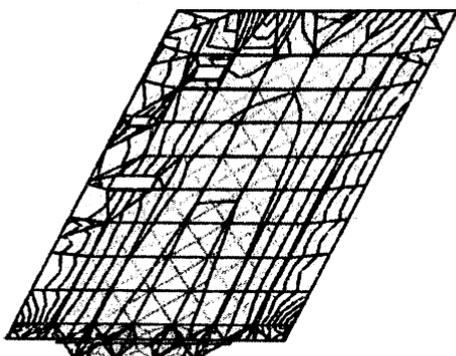
Перемещения Z (мм)



Перемещения Z (мм)



Напряжения от M_x (Т*м/м)



Напряжения от M_x (Т*м/м)

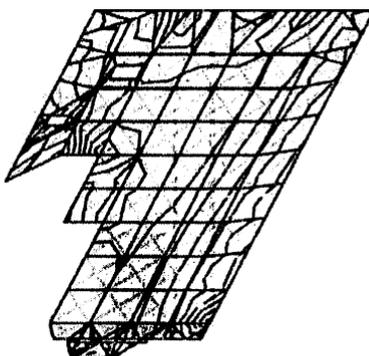


Рисунок 3. Деформации и напряжения в перекрытии до и после обрушения

Перемещения Z (мм)

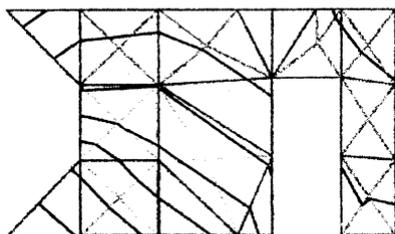
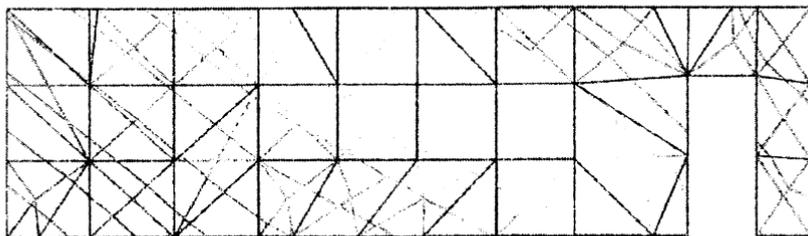


Рисунок 4. Деформации несущей стены до и после обрушения

В результате расчетов определены значения площадей арматуры для выбранных элементов (таблица 2), по следующим исходным данным:

- согласно п. 6.1.2.2 [2] принимаем бетон класса $C^{20}/_{25}$;
- арматура класса S500 периодического профиля.

Армирование несущих стен осуществляется конструктивно, так как прочность бетонного элемента обеспечивается без арматуры, как при расчете, не учитывающем прогрессирующего обрушения, так и при расчете его предполагающем. Данные о требуемой площади арматуры перекрытия из расчетов, учитывающих и не учитывающих возможность прогрессирующего обрушения, занесем в таблицу 2. Сравним полученные результаты.

Сравнение результатов

Расположение арматуры	Площадь арматуры без учета прогрессирующего обрушения, мм ²	Площадь арматуры с учетом прогрессирующего обрушения, мм ²
В пролете в поперечном направлении	156,49	172,14
В пролете в продольном направлении	254,61	297,89
На левой опоре в продольном направлении	222,11	254,43
На правой опоре в продольном направлении	222,11	292,16
На опоре в поперечном направлении	292,15	371,05

Данные разнятся в 1,1 – 1,3 раза, расхождение является значительным. Несмотря на это, на практике редко прибегают к значительному увеличению армирования, задача решается установкой дополнительных вертикальных связей, устройством аутригерных, дополнительных технических этажей.

Таким образом, очевидно, что расчет на прогрессирующее обрушение необходим не только для высотных зданий, и в перспективе после широкого обсуждения экспертным сообществом этот вопрос найдет свое отражение и в нормативных документах.

ЛИТЕРАТУРА

1. ТКП 45-3.02-108-2008 (02250) Высотные здания. Строительные нормы проектирования / Минстройархитектуры РБ, Мн., 2008. – 85 с.
2. СНБ 5.03.01–02. Бетонные и железобетонные конструкции / Минстройархитектуры РБ, Мн., 2003. – 140 с.

**К вопросу об истории освоения подземного пространства
и эволюции архитектурных форм**

Власенко М.М.

(Научный руководитель – Ловыгин А.Н.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Введение

Становление архитектуры началось с использования подземных полостей естественного происхождения. Это направление в архитектуре начало формироваться уже на заре развития человечества.

Там, где было возможно, человек использовал природный рельеф и выбирал естественные укрытия-расщелины, пещеры и гроты. Где было невозможно он начал приспособливать укрытия для своих интересов или сооружать их сам.

Совершенствование первобытного зодчества во времени принимало самые разнообразные формы, зависело от природных и исторических условий, требований культуры и материального благосостояния. Уже в древние времена произошло разделение архитектуры на гражданскую и культовую (религиозную).

Развитие художественных склонностей людей привело к украшению гражданских построек и предметов обихода, что способствовало совершенствованию эстетики и ремесел.

Культовая (религиозная) архитектура в большой степени основывалась на духовных стремлениях человека. Удобство расположения той или другой постройки определялось ее назначением. Она могла считаться жилищем божества, местом размещения его изображения, помещением для праха и души умершего или жильем служителей культа.

Подземная архитектура гражданских и культовых сооружений самым тесным образом связана со строительством на поверхности. Обе эти ветви архитектуры переплетены. Развитие и в том, и в другом случае происходило от простого к сложному, от некачественного к высококачественному.

Сначала для несущих элементов сооружений использовалось дерево. Деревянные конструкции, как наиболее легкие, могли созда-

вать архитектуру с большими пролётами на поверхности, но с малыми пролётами под землёй. При замене дерева камнем многие несущие конструкции становились массивными. Пролёты на поверхности уменьшались, а под землёй увеличивались. Деревянные элементы сооружений из-за малого срока службы постепенно стали заменяться каменными. Это делалось даже вопреки трудности обработки камня. Долговечности и прочности материала отдавалось предпочтение.

В районах, где был недостаток в дереве, применялись глина и алебастр. Из глины делали глинобитные конструкции, как на земле, так и под землёй, при обустройстве пещер, или глину превращали в кирпич-сырец. Так как такой материал был абсолютно непригоден для создания плоских перекрытий, то для создания потолков стали возводить конусные или эллиптические кровли, которые послужили прототипом для сводов из клинчатых кирпичей или камней.

Развитие зодчества одного региона оказывало влияние на характер производства строительных работ в других местах. Поэтому происходит смешивание разнородных форм, первоначально плохо гармонирующих друг с другом. Постепенно, приспосабливаясь к новым условиям, смешанные формы совершенствовались как в конструктивном, так и в художественном отношении. Лучшие из них находят широкое применение в строительстве становятся общепринятыми нормами.

Определенные горно-геологические условия и применявшиеся в регионе материалы оказывали большое влияние на совершенствование объемно-планировочных и конструктивных решений сооружений.

В регионах, где естественные пещеры находились в прочных скальных породах, таких как гранит, усовершенствование были минимальны. Там, где пещеры располагались в глинистых грунтах, слабых, но устойчивых породах, таких как, лёссы, мел, туф, известняк средней прочности, усовершенствования происходили в значительных объёмах.

Эволюция архитектуры привела к формированию различных архитектурных стилей. Архитектурные художественные стили и направления имеют определенный объем общих характерных черт (египетский, индийский, романский, готика, барокко, классицизм, модерн и т.п.).

Вид построенной композиции, гармоничное сочетание различных частей сооружений в едином функциональном или художественном целом, нашли отражение в архитектурных ордерах. Они представляют собой совокупность всех отличительных признаков того или иного архитектурного стиля и определяются в основном составом элементов, их взаимным расположением, художественной обработкой конструкций и их пропорциями [1].

В классической архитектуре различают греческие ордера: дорический, ионический, коринфский и их модификации – тосканский и комозитный.

Ордерами называют также художественные системы Древнего Египта, Крита и других стран. Основными элементами таких архитектурных форм, как ордера, являются колонны, антаблемент (антаблемент – верхняя горизонтальная часть сооружения, опирающаяся на колонны, состоит из архитрава, фриза и карниза), стены, перекрытия и сопутствующие им детали, которые зародились в древности и постоянно развивались.

Развитие архитектурных форм, как правило, было обусловлено тремя факторами:

- 1). Долговечностью, которая определялась устойчивостью к воздействию окружающей среды, прочностью и стоимостью работ.
- 2). Целесообразностью, которая основывалась на приспособлении элементов сооружения к условиям окружающей среды и потребностям человека.
- 3). Эстетикой, которая базировалась на характере размещения сооружения в пространстве и его назначении.

Совершенствование архитектурных форм зданий на поверхности началось только после того, как человек заселил и благоустроил естественные пещерные жилища, построил простые подземные и заглубленные сооружения.

При освоении и строительстве этих сооружений люди создавали новые конструкции, способы их соединений для обеспечения прочности, устойчивости и долговечность, использовали новые материалы, улучшали гидроизоляцию, вентиляцию, дренаж, теплоизоляцию.

Исходя из анализа технологии строительства и эксплуатации подземные сооружения можно подразделять:

- на естественные, приспособленные человеком для обитания и

обеспечения его потребностей;

– искусственные:

а) специально построенные для определенных целей;

б) приспособленные под новый эксплуатационный процесс после выполнения своего первоначального назначения (каменоломни, рудники, шахты и пр.)

– скульптурные, высеченные из горных пород, как изнутри, так и снаружи (храмы);

– встроенные, размещенные в массивных сооружениях (пирамидах, плотинах, стенах);

– засыпные (заглубленные), построенные на поверхности, частично или полностью в земле или засыпанные после возведения (подкурганые захоронения, землянки, полуземлянки, тоннельные ходы, кладовые и ямы хозяйственного назначения) [2].

Существование людей в подземных условиях чаще всего было связано с отсутствием комфортных условий (повышенная влажность, недостаток света и тепла, возможность затопления, необходимость проветривания, опасность обрушения породы и грунта и т.д.).

Постепенно эти трудности, а также уменьшение объемов подходящих горно-геологических условий в конкретных регионах приводили к тому, что человек развивал и в большей степени использовал возможности строительства на поверхности. Но освоение подземного пространства для различных целей всегда в той или иной степени оставалось актуальным. Сегодня при росте цен на землю, увеличение потоков транспорта и т.д., необходимость освоения подземного пространства становится одной из основных задач строительной отрасли. Но решение этой задачи непосредственным образом связано с затратами на эксплуатацию сооружений, величина которых растет и в большей степени определяется региональным проектированием, качеством строительства, оптимальным режимом эксплуатации.

ЛИТЕРАТУРА

1. Гартман К.О. История архитектуры. Т.1. – М.: ОГИЗ-ИЗОГИЗ, 1938.
2. Шилин А.А. Освоение подземного пространства. – М.: Издательство МГТУ, 2005.

**Напряженно-деформированное состояние
сталефибробетонных промышленных полов**

Володин А.Ю.

(Научный руководитель – Рак Н.А.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Полом называется строительная конструкция, на которой осуществляется весь производственный процесс и жизнедеятельность людей и от состояния которой зависит качество производимой продукции или здоровье людей. Расходы на устройство пола доходят до 20 % стоимости возведения одноэтажных зданий, а расход бетона на полы – до 40-50 % общего расхода бетона. В связи с этим при выборе конструкции пола, помимо удовлетворения технологических и экологических требований, следует уделять особое внимание снижению материалоемкости, уменьшению трудоемкости и повышению долговечности конструкции пола. Одним из наиболее эффективных направлений в решении этой проблемы является применение полов из дисперсно-армированного бетона.

Дисперсно-армированные бетоны являются одним из перспективных конструкционных материалов. Такие бетоны представляют одну из разновидностей обширного класса композитных материалов, которые в настоящее время все более широко применяются в различных отраслях промышленности. Дисперсное армирование осуществляется волокнами-фибрами, равномерно рассредоточенными в объеме бетонной матрицы. Для этого используются различные виды металлических и неметаллических волокон минерального или органического происхождения. Отсюда следует название – фиброармированный бетон или, в зависимости от вида используемых волокон, – сталефибробетон, стеклофибробетон и т.д.

Конструктивная идея сталефибробетона состоит в армировании бетонной матрицы хаотически расположенными стальными волокнами (фибрами). 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. Если же в бетоне присутствуют стальные волокна, то

появляющиеся микротрещины перекрываются ими, а хаотическое распределение волокон позволяет перекрывать микротрещины, развивающиеся в любых направлениях.

Как и в традиционно армированных структурах, упрочнение волокнами основывается на предположении, что материал бетонной матрицы передает волокнам приложенную нагрузку посредством касательных сил, действующих по поверхности раздела, и, если модуль волокна больше модуля матрицы, то основную долю приложенных напряжений воспринимают волокна, а общая прочность композиции пропорциональна их объемному содержанию.

Методами дисперсного армирования предусматриваются возможности получения направленной и произвольной (свободной) ориентации волокон в объеме бетона. Направленная ориентация реализуется главным образом при использовании непрерывных нитей, жгутов, различного рода тканых и нетканых сеток, разреженных тканей и других аналогичных материалов. Подобный вид ориентации может быть также осуществлен при армировании бетона короткими волокнами, в частности стальными фибрами при формовании изделий, например, в магнитном поле.

При расчете промышленные полы из сталефибробетона рассматриваются как бесконечные плиты на упругом основании. Модель упругого основания выбирается проектировщиком: модель Винклера, модель Пастернака, модель упругого полупространства и др.

В моей диссертации на соискание степени магистра технических наук сталефибробетонные плиты на упругом основании рассчитаны согласно методам, приведенным в четырех источниках: [3], [4], [5], [6].

Методы расчета, приведенные в [3] и [5], основаны на упругом расчете. Усилия в плитах определяются статическим расчетом согласно принятой модели упругого основания. При определении несущей способности плит в расчет вводятся увеличенные значения прочности бетона на сжатие и растяжение. Увеличение прочностей обусловлено введением в бетон стальных фибр.

Метод, предлагаемый в [6], основан на пластическом расчете. Метод применим к плитам, обладающим достаточной вязкостью, т.е. содержащим количество стальной фибровой арматуры, способное обеспечить адекватную работу плиты в стадии после образования трещин.

Метод, описанный в [4], учитывает нелинейную работу плиты введением в расчет пластического момента сопротивления сечения. Фибровое армирование учитывается аналогично [5].

Результаты теоретических расчетов сравнивались с результатами испытаний сталефибробетонных плит на упругом основании, проведенных за рубежом: в университете Thames Polytechnic (Лондон, Великобритания), в университете Брешии (Италия). Испытанные образцы представляли собой сталефибробетонные плиты размерами $3000 \times 3000 \times 150$ мм. Упругое основание Винклера моделировалось неопреновыми прокладками (рисунок 1). Коэффициенты постели основания изменялись в пределах от $0,005 \text{ Н/мм}^3$ до $0,05 \text{ Н/мм}^3$. Нагрузка на плиты передавалась через площадку размером 100×100 мм.

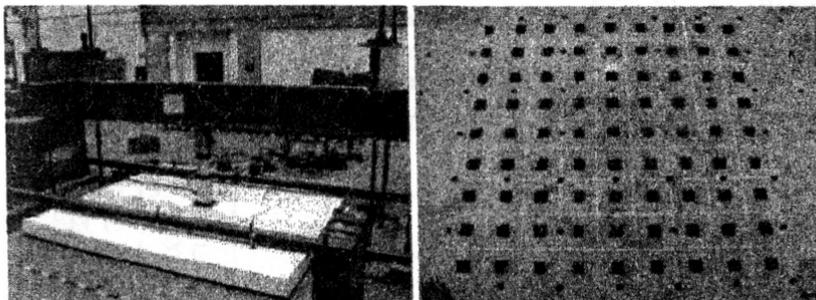


Рисунок 1. Общий вид испытательного стенда (слева) и неопреновые прокладки, моделирующие упругое основание Винклера (справа) (университет Брешии)

Предельная нагрузка фиксировалась в момент достижения трещинами края плиты. В стадии разрушения происходит изменение расчётной схемы плиты: вместо схемы бесконечной гибкой плиты, с нагрузкой, действующей на достаточном удалении от края, происходит переход к полу- и четвертьбесконечной схеме, с образованием «консольных» участков и возникновением отрицательных изгибающих моментов вблизи трещин (рисунок 2).

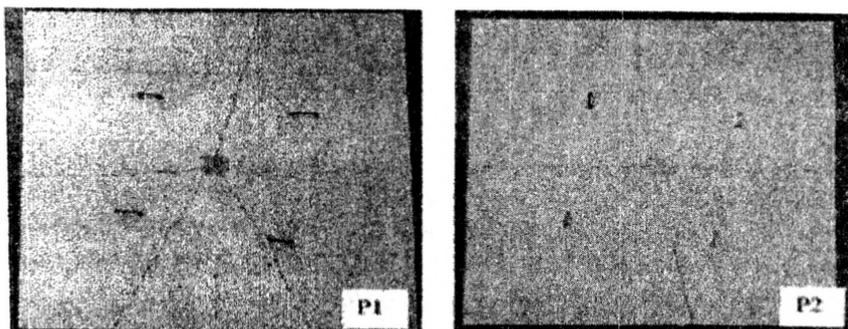


Рисунок 2. Картина образования трещин в сталефибробетонных плитах от действия сосредоточенной нагрузки

Результаты испытаний и теоретического расчета двух образцов приведены в таблице 1.

Таблица 1

Экспериментальные и теоретические результаты

№ образца	Теоретическое значение разрушающей нагрузки				Экспериментальное значение разрушающей нагрузки	Расхождение результатов			
	по СП 52-104-2006 "Сталефибробетонные конструкции"	по Рекомендациям Р1.03.054-2009	по TR 34	по СП 29.13330.2011 "Полы"		по СП 52-104-2006 "Сталефибробетонные конструкции"	по Рекомендациям Р1.03.054-2009	по TR 34	по СП 29.13330.2011 "Полы"
	кН	кН	кН	кН	кН	%	%	%	%
1	34,51	87,30	161,81	127,20	147,00	-42,51	-40,61	10,07	-13,47
2	94,39	93,17	191,95	142,26	154,00	-38,71	-39,50	24,64	-7,62

Расчет по источникам [3] и [5] дал заниженные результаты. На мой взгляд, это произошло потому, что упругий расчет применим к сталефибробетонным плитам лишь до момента образования трещин. После этого момента наступает стадия нелинейной работы материала, отличающаяся от работы бетона или железобетона. Технический отчет [6] предлагает иную методику расчета сталефибро-

бетонных полов, нелинейную. Влияние фибрового армирования учитывается введением коэффициента прочности $R_{e,3}$, зависящего от типа фибры и ее содержания в бетоне-матрице, а предел прочности определяется как функция максимальных положительного и отрицательного изгибающих моментов в плите пола.

Я считаю, что существующие методы расчета сталефибробетонных конструкций требуют дальнейшего уточнения и совершенствования.

ЛИТЕРАТУРА

1. Горбунов-Посадов М.И., Маликова, Т.А. Расчет конструкций на упругом основании. Изд. 2-е, перераб. и доп. М., Стройиздат, 1973.
2. Рабинович Ф.Н. Композиты на основе дисперсно-армированных бетонов. Вопросы теории и проектирования, технология, конструкции: Монография – М.: Издательство АСВ, 2004. – 560 с.
3. Рекомендации по проектированию и изготовлению строительных сталефибробетонных конструкций и технологии производства сталефибробетона с применением стальной фибры БМЗ Р1.03.054-2009.
4. СП 29.13330.2011. Полы. Актуализированная редакция СНиП 2.03.13-88.
5. СП 52-104-2006. Сталефибробетонные конструкции.
6. Concrete Society Report TR34 – Concrete industrial ground floors, Third Edition, 2003.

Применение большепролётных железобетонных стропильных балок в промышленном строительстве

Глуховский А.Г.

(Научный руководитель – Латыш В.В.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Железобетонные стропильные балки являются одним из основных видов несущих элементов плоскостных покрытий одноэтажных промышленных зданий. Наиболее распространены двускатные балки, перекрывающие обычно пролеты до 24 м при шаге 6 или 12 м. Причем при пролетах до 18 м балки покрытий как по расходу материалов, так и по трудоёмкости оказываются более экономичными, чем фермы. Поэтому при пролётах свыше 30 м стропильные балки в странах СНГ, как правило, не применяются. За рубежом для покрытий производственных цехов при отсутствии перепадов высот и при сравнительно небольшой снеговой нагрузке на покрытие с облегченными ограждающими конструкциями (например, мембранное покрытие либо стальной профилированный настил с утеплителем из пенополистирола) применяются балки пролетами 30...40 м, причем выполняются они малоуклонными (3...7 %). Как показала практика зарубежного проектирования, балки таких пролетов успешно конкурируют со стальными и железобетонными фермами.

В данной работе по результатам произведенного расчёта предлагается попытка сопоставления основных технико-экономических показателей большепролётных стропильных двускатных балок, используемых за рубежом, с типовыми решениями покрытий промышленных зданий, применяемыми в странах СНГ. Принимается конструктивное решение такой балки на основе принятых основных габаритных размеров из каталогов иностранных производителей сборных железобетонных конструкций. В работе представлена схема поперечного и продольного армирования балки, обеспечивающая выполнение требований по 1-й и 2-й группам предельных состояний, приведен вариант опирания конструкции на колонны, способ монтажа, отражены “проблемы” проектирования и конструирования с последующими решениями.

За основу для расчёта и сопоставления результатов была принята стропильная двускатная балка пролётом 30 м (SI-балка). Габарит-

ные размеры приняты из “Технического справочника и руководства по продукции концерна “Consolis” [1]. Концерн “Consolis” является крупнейшим производителем сборных железобетонных конструкций в Европе. В него входит более 50 заводов, и он предлагает свои услуги в 11 странах мира: Финляндии, Швеции, Норвегии, Германии, Нидерландах, Эстонии, России, Латвии, Литве, Чешской Республике и Польше. Ассортимент продукции “Consolis” включает в себя широкий выбор изделий из сборного железобетона, в том числе плиты перекрытий, колонны и стеновые панели и т.д.

Выбор конкретного типа SI-балки с определённой высотой в коньке был осуществлён по специальной диаграмме (рисунок 1) в зависимости от допустимой нагрузки на балку, которая определяется как сумма постоянной и переменной нагрузок, приходящихся на балку за исключением собственного веса конструкции.

SI-балки с меняющейся длиной особенно успешно применяются в качестве конструкций крыши зданий с большим свободным расстоянием между колоннами. Двутавровое сечение является типичным для преднапряженных балок. Уклон верхней грани балки составляет 1:16. В соответствии с [2] огнестойкость балок типа “SI” составляет до 120 минут. Ниже приводятся принятые размеры сечения и габариты балки (рисунок 1).

При пролёте 30 м и уклоне верхнего пояса 1:16 высота на опоре балки составляет 1000 мм, высота в коньке – 1935 мм (для сравнения в типовых сериях высота на опоре стропильных балок пролётом до 24 м составляет 800 или 900 мм).

В качестве материалов были приняты:

Бетон

– бетон тяжёлый повышенной прочности класса $C^{50}/60$.

Причём твердение конструкции происходит в естественных условиях без тепловой обработки, что может быть связано с возможными трудностями использования крупногабаритных пропарочных камер в заводских условиях.

Выбор бетона повышенной прочности обусловлен работой балки в приопорных зонах на срез при действии значительных поперечных сил, что связано с конструктивными особенностями SI-балки (отсутствие вута, постоянная по толщине стенка), что будет рассмотрено далее.

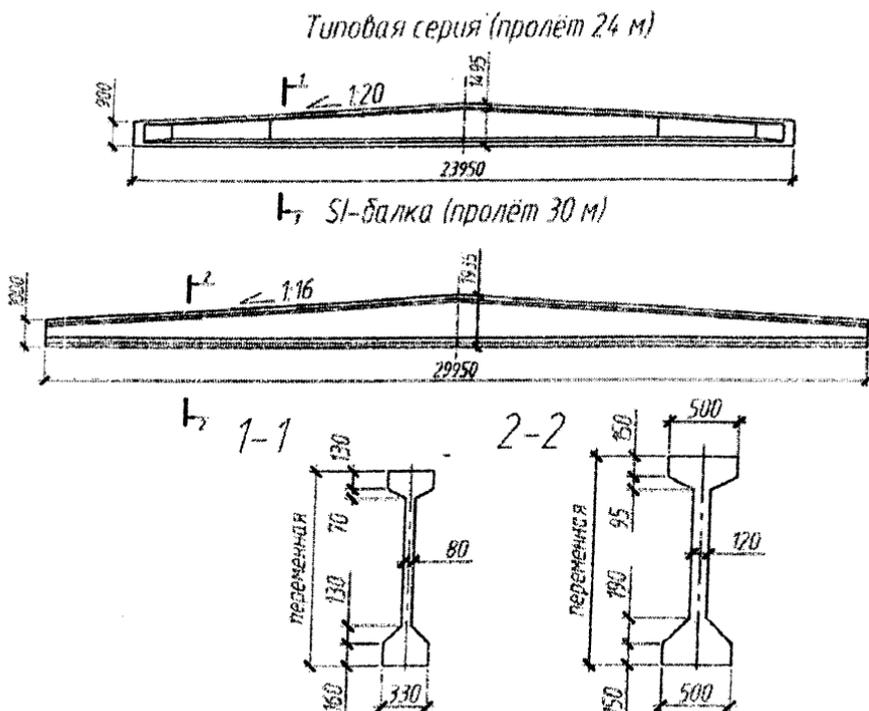


Рисунок 1. Геометрические параметры стропильных балок

Арматура

– арматурные спиральные девятнадцатипроволочные канаты К-19 (1+9+9) $\varnothing 14.2$ мм класса S1400 (ТУ 14-4-22).

По сравнению с аналогичными по применению семипроволочными канатами К-7, канаты К-19 обладают рядом преимуществ: большая гибкость каната при меньшем диаметре, что облегчает транспортировку арматуры и её заготовку; большая надёжность каната при обрыве одной проволоки (например, в результате коррозии) вследствие большего их количества, чем в канате К-7; более полное использование прочностных свойств более тонких проволочек арматуры, следовательно, экономичность дорогостоящей высокопрочной стали (информация взята из источника [3]).

При сборе нагрузок на балку с целью уменьшения внутренних усилий при достаточно большом пролёте в 30 м была принята

облегчённая конструкция кровли. В качестве гидроизоляционного ковра было использовано полимерное мембранное трёхслойное покрытие с механическим креплением к основанию (железобетонным ребристым плитам). В качестве утеплителя – пенополистирол. Расчётное значение постоянной нагрузки от такой облегчённой кровли составило всего 23,92 кН/м, что позволило существенно снизить пролётный изгибающий момент и поперечную силу в приопорной зоне.

Далее были составлены основные сочетания нагрузок и определены внутренние усилия в расчётных сечениях балки. За расчётные было принято 4 сечения (приопорная зона, место опирания первой от торца балки пары ребер плит покрытия, опасное сечение на расстоянии $0,39 \cdot l_{eff}$, середина пролёта).

В двускатной балке с уклоном верхнего пояса 1:16 площадь продольной напрягаемой арматуры рассчитывалась по усилиям, действующим в опасном сечении на расстоянии $0,39 \cdot l_{eff}$ от опоры. При этом действительное сечение было заменено на эквивалентное.

Согласно СНБ 5.03.01-02 “Бетонные и железобетонные конструкции” [4] была назначена величина предварительного напряжения в арматуре. Далее из расчёта по 1-й группе предельных состояний (расчёта прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента) было предварительно определено требуемое число арматурных канатов в сечении. По результатам расчёта для обеспечения требований 2-й группы предельных состояний было принято в качестве армирования 18 канатов К-19 Ø14.2 мм класса S1400, что на 39% превышает требуемое число канатов, полученное из расчёта по 1-й группе предельных состояний. Расположение канатов в нижнем поясе сечения балки показано на рисунке 2.

Далее был произведён расчёт потерь предварительного напряжения в канатах (суммарные потери составили 22,8%) и выполнен расчёт прочности сечений балки, нормальных и наклонных к продольной оси элемента в стадии эксплуатации, изготовления и монтажа. Произведён подбор поперечной арматуры для обеспечения прочности на действие поперечных сил, подбор продольной арматуры в верхнем поясе балки для обеспечения прочности нормальных сечений на стадии изготовления и монтажа (при учёте нагрузки от собственного веса балки).

Наибольший интерес при проектировании большепролётных балочных конструкций представляет расчёт по 2-й группе предельных состояний. Для обеспечения выполнения требований по ширине раскрытия трещин и предельному прогибу количество арматуры, определённое при расчёте по 1-й группе предельных состояний было увеличено на 39%.

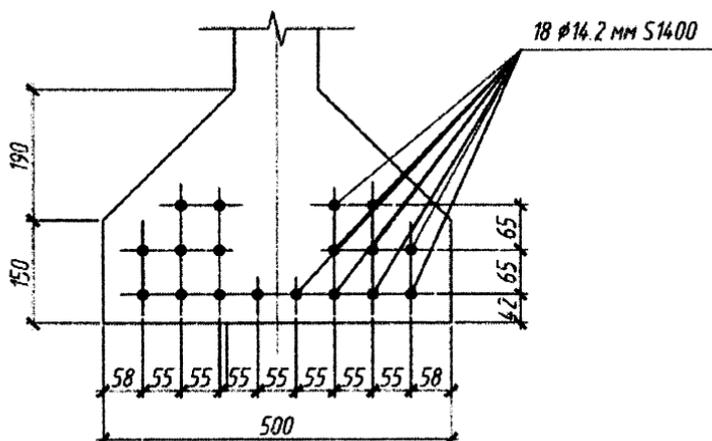


Рисунок 2. Расположение арматурных канатов в сечении балки

В предварительно напряжённых балках особое значение имеет конструирование приопорных участков (рисунок 3). Здесь происходит передача значительных усилий обжатия с арматуры на бетон в зоне её анкеровки. Основной отличительной конструктивной особенностью рассматриваемой СИ-балки от типовой является отсутствие вута (местного утолщения) в приопорной зоне. В связи с этим возникают трудности в усилении балки в зоне анкеровки напрягаемой арматуры для предотвращения образования продольных трещин, раскрывающихся по торцу элемента, а также проскальзывания напряжённой арматуры. Местное усиление следует производить с помощью дополнительных сеток косвенного армирования, которые необходимо расположить в нижнем поясе балки на участке анкеровки. Отсутствие вута значительно ограничивает пространство для размещения вспомогательных сеток. В связи с этим в качестве вспомогательной арматуры использовались составные сетки, через

ицейки которой пропускались преднапряженные канаты. Также были использованы хомуты, охватывающие все продольные стержни, и учащенный шаг поперечных стержней. Принятая схема армирования создала “ядро” с заключёнными в него арматурными канатами, обеспечивающее надёжную анкеровку.

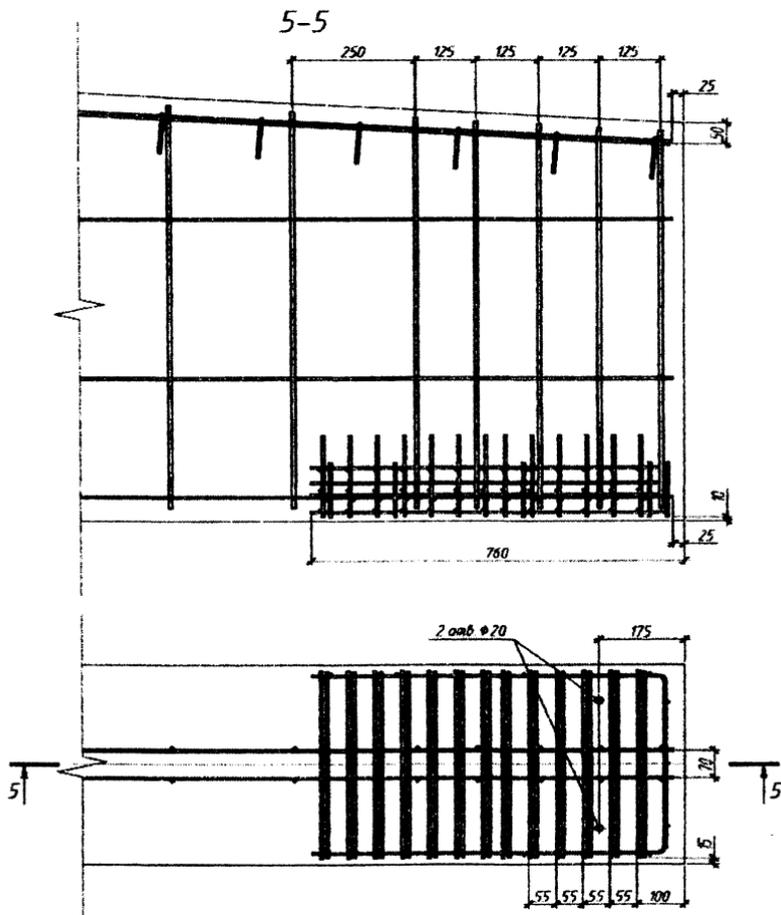


Рисунок 3. Опорный узел стропильной балки

Опираие балки осуществляется на эластомерные опорные прокладки из неопреновой резины с целью обеспечения равномерного распределения напряжения по всей контактной поверхности. При-

веденная опорная длина определяется на основе предельного напряжения смятия как в сопряженных частях, так и в опорных прокладках, с учетом допусков и риска откалывания на краях. Прокладки необходимо установить на некоторое расстояние от края опоры, так как передача нагрузки на края может вызвать повреждение. Прокладка должна допускать такой прогиб балки, чтобы избежать прямого контакта между балкой и краем опоры. Крепление балки к колонне осуществляется на анкерных болтах.

Монтаж SI-балки производится двумя монтажными стреловыми кранами, располагающимися в пролёте. Крепление строповочных приспособлений осуществляется за 2 монтажные петли, расположенные на расстоянии 2 м от торцов балки с каждой стороны.

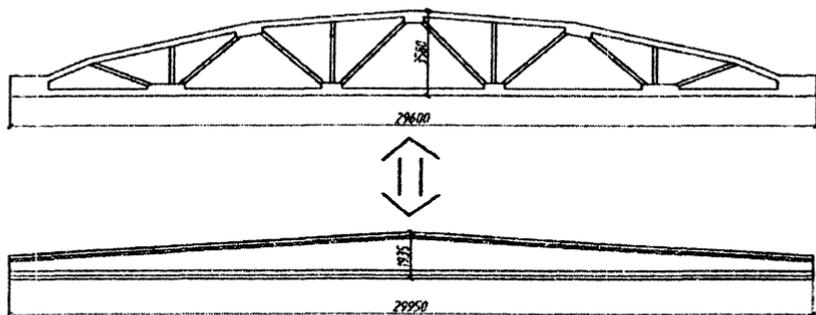
Для сравнения материалозатрат примем сегментную раскосную преднапряжённую ферму ФСМ 30Ш-1 Серии ПК 01-129/68 пролётом 30 м.

По результатам расчёта и конструирования SI-балки величины материалозатрат бетона и арматуры представим в таблице 1 в сравнении с материалозатратами, приходящимися на одну ферму.

Таблица 1

Сравнение расхода материала на одну конструкцию

Конструкция	Расход стали, кг	Расход бетона, м ³	Вес, т
SI-балка	1119,2	9,6	25,1
Раскосная ферма	1320,1	10,2	26,7



Таким образом, в данной работе было аргументировано показана возможность и целесообразность применения СИ-балок в промышленном строительстве при покрытии значительных пролётов свыше 30 м. Причём в каталогах продукции концерна “Consolis” имеются балки пролётами 36 м. Были отражены основные решения армирования при использовании высокопрочных материалов, представлен способ опирания и монтажа конструкции. Также мы убедились в том, что балки вполне способны конкурировать с железобетонными фермами при покрытии пролётов свыше 24 м, обеспечивая меньшую трудоёмкость при изготовлении, транспортировке и монтаже.

ЛИТЕРАТУРА

1. Технический справочник и руководство по продукции концерна “Consolis” (сайт www.consolis.com).
2. EN 1992-1-2 "Eurocode 2 (Еврокод 2): Проектирование бетонных конструкций – Часть 1.2 Общие правила – Проектирование противопожарных конструкций".
3. СНБ 5.03.01 – 02. Бетонные и железобетонные конструкции/ Маис, Мн., 2003. – 140 с. с изменениями 1...5.
4. Сравнение арматурных канатов класса К1400 К-7 и К-19 // Белорусская строительная газета. – 2011. – 01.07.
5. Проектирование железобетонных конструкций: справочное пособие / А.Б. Гольшев и др. – 2-е изд., перераб. и доп. – К.: Будивельник, 1990 – 544 с.

**Экспертиза здания зерносклада в связи
с предполагаемой реконструкцией**

Дереченик Н.Г., Шалимо О.А., Адамонис В.В.
(Научные руководители – Мадалинский Г.Г., Горячева И.А.)
Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Обследуемое здание бывшего зерносклада расположено в д. Лапоровичи Минского района.

Здание отдельно стоящее. По данным РУП "Минское областное агентство по государственной регистрации и земельному кадастру" здание построено в 1959 году, срок эксплуатации ~55 лет.

На момент обследования здание не эксплуатируется, проектная и исполнительная документация отсутствуют. Здание одноэтажное, прямоугольное в плане с габаритными размерами 17070×35510 мм, высотой 8.540 м, от условной нулевой отметки. За условную отметку 0.000 принята отметка пола. Здание состоит из 2-ух основных объемов:

- помещение 1 – склад в осях Г-Д; 1-7,
- помещение 2 – склад в осях А-Г; 1-7.

Конструктивная схема здания – продольные несущие кирпичные стены по осям А и Г и деревянные стойки и кирпичная стена по оси Д.

Чердачное перекрытие в помещении 2 деревянное, опирается на продольные кирпичные стены по осям А и Г и деревянные стойки по осям Б и В. Покрытие – деревянная стропильная система. Кровля здания двускатная из асбестоцементных листов (шифера).

Водоотведение с плоскости кровли наружное, неорганизованное.

Фундаменты под стены ленточные, бетонные и бутобетонные, мелкого заложения.

Пространственная жесткость здания в продольном направлении обеспечивается продольными кирпичными стенами и системой деревянных связей по стойкам стропильной системы по осям Б и В, а в поперечном направлении поперечными кирпичными стенами и деревянным чердачным перекрытием, состоящим из системы продольных и поперечных балок и прогонов.

Полы в здании асфальтобетонные. Отмостка вокруг здания отсутствует.

В результате общего обследования, определена фактическая конструктивная схема, выявлены основные несущие и ограждающие конструкции, их расположение и техническое состояние, осмотрены и сфотографированы: фасады, несущие конструкции чердачного перекрытия и покрытия, стены. Оценка технического состояния основных несущих и ограждающих конструкций по результатам общего обследования приведена в таблице 1.

Таблица 1

Оценка технического состояния фундаментов, стен, чердачного перекрытия и покрытия

№ п/п	Наименование конструкции	Наименование дефекта	Степень распространения	Класс дефектов	Категория технического состояния
1.	Фундаменты	– вертикальные трещины.	единичные	малозначительные	II
2.	Наружные и внутренние кирпичные стены	– местное увлажнение;	многочисленные	малозначительные	II
		– вертикальные и наклонные трещины.	единичные	значительные	III
3.	Деревянное чердачное перекрытие	– поражение гнилью опорных частей балок;	многочисленные	значительные	III
		– отсутствие стальных крепежных элементов в узловых соединениях;	многочисленные	значительные	III
		– демонтаж (вырезка) прогонов в осях В-Б.	массовые	критический	IV
4.	Покрытие и стропильная система	– отколы, трещины, протечки, ослабление креплений к обрешетке шифера;	массовые	значительные	III
		– поражение гнилью концов стропильных ног;	массовые	значительные	III
		– ослабление врубок и соединений;	единичные	значительные	II
		– отклонение (смещение) от вертикали опорной конструкции стропильной системы в осях 5-6; В;	единичные	критический	IV
		– отклонение от вертикали деревянных стоек, загнивание опорной поверхности	единичные	значительные	II

При детальном обследовании уточнена конструктивная схема здания, составлены схемы расположения элементов перекрытия и стропильной системы, определены размеры элементов.

Как показало обследование, здание бывшего зерносклада состоит из двух объемов.

При строительстве здания, вначале было возведено помещение в осях 1-7; А-Г с последующей пристройкой деревянного навеса в осях 1-7; Г-Д.

С течением времени, по контуру навеса выполнено стеновое ограждение из кирпича и газосиликатных блоков.

В результате обследования наружных и внутренних стен в осях 1-7; А-Г установлено, что стены выполнены из обычного полнотелого керамического кирпича марки М75 на цементно-песчаном кладочном растворе марки М50. Толщина стен в основном 250 мм, 380мм – в зонах ворот и пилястр.

Стены пристройки по оси Д и по оси 7 в осях Г-Д толщиной 250мм выполнены из обычного полнотелого кирпича на цементно-песчаном растворе. Стена по оси 1 в осях Г-Д и участок стены по оси Д в осях 1-2 выполнены из ячеистобетонных блоков толщиной 200 мм.

Как было отмечено выше, при обследовании стен обнаружены вертикальные и наклонные трещины шириной раскрытия от 5 до 20 мм. Выявлены следы увлажнения поверхности наружных и внутренних стен. Причиной увлажнения кладки является повреждение (разрушение) кровельного покрытия, неорганизованный свободный сброс воды с кровли здания.

Увлажнение поверхности стен и, как следствие, основания фундаментов мелкого заложения, привело к неравномерной осадке и образованию трещин в кладке стен.

В целом состояние стен основного объема в осях 1-7; А-Г удовлетворительное и они могут быть отнесены к III категории технического состояния.

Стены пристройки в осях 1-7; Г-Д выполнены с грубыми нарушениями технологии производства кладочных работ и могут быть отнесены к III категории технического состояния (ограничено работоспособное – не вполне удовлетворительное состояние).

Деревянное чердачное перекрытие эксплуатируется длительный период времени (~55 лет) без реконструкции и замен.

Вследствие протекания кровли, установлены участки замачивания и локального загнивания, с разрушением поверхностного слоя древесины балок, опирающихся на кирпичные стены, на глубину 5...25 мм.

Местами отсутствует или разрушена влагоизоляция опорных частей балок чердачного перекрытия.

При детальном обследовании установлено частичное отсутствие стальных крепежных элементов в узловых соединениях, а также отсутствие подкоса в узле 3-В.

В осях Б-В, по всей длине здания произведена несанкционированная вырезка прогонов чердачного перекрытия на отм. +3.420, что нарушило целостность чердачного перекрытия и существенно снизило поперечную устойчивость здания.

В целом состояние чердачного перекрытия неработоспособное (неудовлетворительное), требующее выполнения работ по замене элементов, усилению

При обследовании конструкций покрытия в осях Г-Д; 1-7 установлены участки замачивания и локального загнивания опорных участков стропильных балок в зоне опирания на кирпичную стену по оси Г от 10 до 20 мм. Практически полностью отсутствует влагоизоляция на опорах.

Балки покрытия расположены с нерегулярным шагом от 1200 до 2000 мм.

В целом состояние покрытия в указанных осях можно отнести к III категории, т.е. ограниченно работоспособное (не вполне удовлетворительное).

При обследовании конструкций стропильной системы в осях А-Г; 1-7 установлены участки поражения гнилью концов стропильных ног, большей частью в зоне опирания по оси Г.

При этом наиболее значительным дефектом является смещение от вертикали опорной конструкции стропильной системы в осях 5-6 по оси В. Стропила в указанных осях опираются практически лишь на продольную балку 160×100 (h) пролетом 5950 мм.

При этом смещение от вертикали опорной конструкции стропильной системы вместе со связями, значительно снизило пространственную устойчивость в продольном направлении.

С учетом вышеперечисленных дефектов состояние стропильной системы можно отнести к IV категории – неработоспособное (не-

удовлетворительное состояние, требующее усиления и замены элементов (уточняется расчетом)).

Таким образом, учитывая значительный срок эксплуатации здания (~55 лет), фактическое техническое состояние, физический износ здания, в соответствии с п.9.5 таблица 9.1 ТКП 45-1.04-208-2010, находится в пределах 51-70%.

Кроме этого следует отметить, что обследуемое здание (складское здание) по степени ответственности и капитальности относится к III-ему уровню, а предполагаемое фармакологическое производство должно быть расположено в здании II-го уровня ответственности и капитальности.

Для определения фактической несущей способности покрытия (стропильной системы) были выполнены поверочные расчеты, по фактическим геометрическим параметрам сечений и пролетов.

Нагрузки от конструкции покрытия приняты по результатам обмеров и вскрытий, выполненных при обследовании.

Расчетная нагрузка на покрытие составляет $\sim 250 \text{ кг/м}^2$ (без учета повышенных снеговых отложений – снеговых мешков).

Как показали поверочные расчеты, несущая способность стропильной системы недостаточна для восприятия расчетных нагрузок даже без учета снеговых мешков. А образование снеговых мешков очевидно в зоне сопряжения кровли в осях А-Г и Г-Д, вдоль оси Г.

Следует также отметить, что здание возведено в период времени когда нормативная снеговая нагрузка принималась 70 кг/м^2 , а в настоящее время значительно увеличена и составляет 120 кг/м^2 .

Кроме этого следует отметить, что фундаменты мелкого заложения и кирпичные стены толщиной 250 мм не дают возможности увеличения нагрузок.

На основании анализа результатов натурального обследования и выполненных поверочных расчетов конструкций существующего здания бывшего зерносклада, можно сделать следующие выводы:

1. По степени ответственности и капитальности обследуемое здание непригодно для размещения фармакологического производства.

2. В связи со значительным сроком эксплуатации, фактическим техническим состоянием, физический износ здания находится в пределах 51-70%.

3. Конструкция фундаментов и стен не дает возможности увеличения эксплуатационных нагрузок.

4. Выявленные в процессе обследования дефекты и повреждения конструкции покрытия (стропильной системы) и чердачного перекрытия привели их к IV категории технического состояния.

5. Несущая способность конструкции покрытия недостаточна для восприятия эксплуатационных нагрузок.

Таким образом, с учетом вышеизложенного, существующее здание бывшего зерносклада непригодно для размещения промышленного фармакологического производства.

ЛИТЕРАТУРА

1. СНиП 2.01.07-85 Нагрузки и воздействия./Госстрой СССР. - М., ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 36 с. С изменением №1 РБ.
2. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции (с Изменениями №1, 2, 3, 4) Минстройархитектуры РБ, 2003. – 140 с.
3. СНиП II-21-81. Каменные и армокаменные конструкции. – М.: Стройиздат, 1985. – 40 с.
4. СНБ 5.05.01-2000 "Деревянные конструкции".
5. ТКП 45-2.04-43-2006 "Строительная теплотехника".
6. Пособие П 3-2000 к СНиП 3.03.01-87.
7. ТКП 45-1.04-37-2008 (02250) Обследование строительных конструкций зданий и сооружений. Порядок проведения.
8. ТКП 45-1.04-208-2010 (02250). Здания и сооружения. Техническое состояние и обслуживание строительных конструкций и инженерных систем и оценка их пригодности к эксплуатации. Основные требования.
9. ТКП 45-1.04-119-2008 (02250) Здания и сооружения. Оценка физического износа.

Чудеса инженерии. Бурдж-Дубай

Дешкович Д.С., Чалей А.Л.

(Научный руководитель – Коледа С.М.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Бурдж-Дубай (Халифа) был признан самым высоким зданием в мире уже 21 июля 2007 года, хотя открыт он был лишь спустя два с половиной года – в начале 2010. Возведение высочайшего небоскрёба, чем-то напоминающего гигантский сталагмит, началось в 2004 году. Изначально Бурдж-Дубай должен был стать своеобразным "городом в городе", со своими бульварами, лужайками и даже целыми парками, поэтому неудивительно, что изначальный бюджет проекта составил полтора миллиарда долларов, а по завершении строительства цифра оказалась гораздо больше – \$4,1 миллиарда. Автором проекта выступил американский архитектор Эдриан Смит, а генеральным подрядчиком выбрали компанию Samsung. Башня имеет некоторые инженерные особенности, про которые мы и расскажем.

Над песками аравийской пустыни поднимается самое высокое сооружение, созданное человеком на Земле. Город в небесах почти полкилометра высотой. Бурдж-Дубай является вершиной искусства строительства небоскребов. Своим успехам он обязан 7 основополагающим изобретениям.

В основе каждого небоскреба лежит новаторское движение, позволяющее взять инженерам новую высоту.

Дубай растет быстрее любого другого города на Земле. Круглосуточно целые армии строителей работают над созданием места, которым будет восхищаться весь мир. Центром этого грандиозного плана является Бурдж-Дубай. Это результат последнего исторического скачка строительной инженерной мысли.

Для того, чтобы понять, как Бурдж-Дубай может достигать такой высоты, нам нужно вернуться в прошлое, когда только начиналась история небоскребов. Первый прорыв произошел в 19 веке, когда было построено здание высотой всего 43 метра. Инженеры поняли, для того, чтобы строить более высокие здания, людям следует обеспечить подъем на верхние этажи.

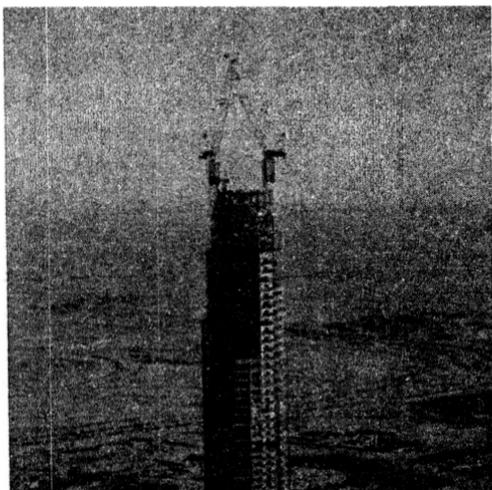


Рисунок 1. Строительство здания Бурдж-Дубай

Перемещения!

У этой проблемы есть очевидное решение – лифт! Но первые лифты имели один смертельный недостаток – они падали, когда рвался трос и ничто не могло их остановить. Но было создано устройство, способное мгновенно остановить лифт. В 1854 г. Это изобретение было продемонстрировано на международной ярмарке в Нью-Йорке. Это был первый в мире автоматический безопасный лифт. Самый ответственный элемент конструкции – трос. Он крепится к кабине через мощную рисорную пластину, соединенную с металлическими отрезками – шипами по обе стороны кабины. Они скользят вдоль направляющих, снабженных зубьями. Обрыв троса влечет за собой цепочку событий. Оставшись без нагрузки пружина сжимается, выталкивает в бок шипы, они зацепляются за зубья направляющих и останавливают кабину. Это было революционным изобретением. В Бурдж-Дубаи идея лифта приобретает экстремальные формы, т.к. здесь более 160 этажей. Высота и масштабы небоскреба требуют от инженеров, разрабатывающих лифты почти невозможного. В Бурдж-Дубаи смогут одновременно находиться 35 тысяч человек – население небольшого города. Чтобы справиться с гигантским потоком людей в Бурдж-Дубаи было запроектировано 53 лифта, некоторые из которых способны развивать скорость

до 35 км/ч и подниматься на 120 этажей менее чем за 50 секунд, самый большой из них вмещает до 46 пассажиров. Остановить такую машину в случае аварии – задача титанической сложности. Как только лифт в Бурдж-Дубай превышает назначенный лимит скорости – включаются аварийные тормоза. Металлические тормозные колодки врезаются в направляющие и развивают тормозящее усилие, достаточное для того, чтобы остановить лифт за несколько метров. Безопасные лифты позволили преодолеть барьер 5-этажей, небоскребы оказались неожиданно перспективным направлением. Однако, когда высота зданий стала приближаться к 80 м, прочности традиционным строительным материалам стало не хватать. Чтобы сделать следующий скачок в высоте, небоскребы пришлось создавать заново.

Строительные материалы

Камень – не тот материал, из которого следует строить небоскребы. Важнейшее изобретение из всей истории архитектуры – стальной каркас из опор и балок. Сталь гораздо прочнее камня, поэтому каркас может быть тонким и одновременно удерживать вес всего сооружения.

Каркас Бурдж-Дубай сочетает все лучшее, что может быть в стали и камне. В его конструкцию входят более 30 тыс. тонн стали, металл внедрен в искусственный камень – бетон. Усиленный таким образом бетонный костяк здания облачен высокотехнологичные стены-шторы из стекла и металла. Стены крепятся к каркасу Бурдж-Дубай секциями высотой до двух этажей. Панели стен жесткие, а соединения между ними подвижные. Если кто-нибудь в здании передвинет тяжелую мебель к внешней стене, то пол наклонится и стена опустится вниз, но подвижные соединения компенсируют сдвиг. Кроме того подвижные соединения позволяют каждой секции расширяться и сжиматься под действием изменения температуры, когда горячее солнце пустыни обходит небоскреб со всех сторон.

Однако самая суровая сила, которой здание должно противостоять – это ветер пустыни. Стена-шторы для Бурдж-Дубай стоит сотни миллионов долларов, поэтому прежде, чтобы закрепить ее на месте, инженеры испытывают на прочность образцы ее секций. Авиационный двигатель воспроизводит условия пустынной бури. Если конструкция не выдержит ветровых нагрузок, то вероятно, что стена-штора когда-нибудь оторвется и улетит.

Как же помешать Солнцу превратить эту чарующую взор стеклянную башню в гигантскую печь? Сталь вознесла небоскребы до невиданных высот, поскольку стены не должны нести вес здания, теперь архитекторы могут применять в них совсем иные материалы. (Стекло стальные стены наполняют здание светом, но вместе со светом в них проходит и жар.

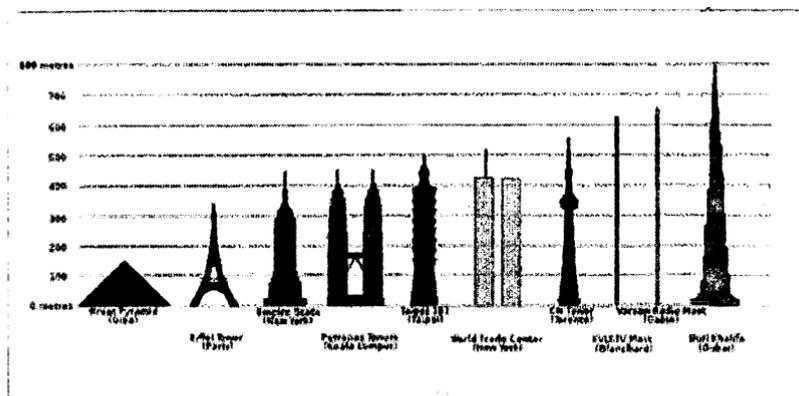


Рисунок 2. Бурдж-Халифа в сравнении

Температура

Чтобы победить этого врага, необходимо сохранить прохладу в небоскребе. Стекло стальные стены пропускает свет в составе солнечного излучения, большая часть которого поглощается предметами внутри здания, затем эти предметы излучают тепло в окружающий воздух и нагревают его. Поскольку герметично закрытые окна не могут выпустить воздух, атмосфера в здании становится очень быстро некомфортной. Поэтому чтобы стекло стальные небоскребы могли функционировать необходима система искусственного охлаждения. Инженеры решают эту задачу. Они изобретают машину, которая может нагревать, высушивать, охлаждать и увлажнять воздух при помощи воды. С появлением кондиционера окна перестали быть необходимостью. Неожиданно стало возможно строить небоскребы с огромными площадями этажей, поскольку кондиционеры сделали даже самые глубокие помещения пригодными для работы. Все эти достижения обеспечили зданию максимальную окупаемость. На

всей Земле не найдется места, где бы кондиционеры значили бы больше, чем в Дубаи. Температура в тени здесь достигает 40°C, средняя влажность составляет 90%. Это по-истине экстремальные условия для небоскребов. Ключ к тому, чтобы оградить Бурдж-Дубай от жестокого солнца пустыни – одеть здание в стеклянную кожу. Если бы в небоскребе использовали обычное стекло, то не помогли даже самые мощные кондиционеры. У стекла, покрывающего небоскреб, есть внешняя и внутренняя сторона. Внешнее покрытие отражает тепловое излучение Солнца, которое иначе бы проникало в помещение. Внешнее стекло покрыто тонким слоем металла, а этот слой подобно солнцезащитному крему отражает ультрафиолет, который иначе нагревал бы здание, но эта защита бессильна против инфракрасных лучей, которые Солнце посылает в изобилии. Чтобы справиться с ними на внутреннее стекло нанесен тонкий слой серебра. Более 30 тыс. стеклянных панелей – этого количества хватило бы, чтобы покрыть 17 футбольных полей – будут защищать Бурдж-Дубай от палящего зноя.

С увеличением высоты катастрофически увеличивается время строительства. Кран «Кенгуру» является лучшим решением для Бурдж-Дубай. Это кран новаторской конструкции в Австралии, он может поднимать 50 тонн. Как только 3 этажа готовы, происходит нечто удивительное. Основание крана отделяется, поднимается на 3 этажа и фиксируется на новой высоте. Затем на новый уровень поднимается весь кран.

На новый уровень был выведен процесс изготовления блоков. Залогом скорости работы здесь стала новая технология, называемая «заливка в прыгающей форме». Изготовление блока начинается в самом низу. Здесь собирают каркас и клетки, которые станут основой для межэтажных перекрытий и стен Бурдж-Дубай. Краны кенгуру поднимают клетки и помещают их в специальные прыгающие формы. Эти формы заполняются бетоном. Спустя 12 часов, когда бетон застывает, формы готовы к «прыжку». При помощи гидравлических приспособлений формы поднимаются, а бетонный блок находится на месте, всего за 2 часа форма перемещается на следующий уровень и все начинается снова. Т. о. Бурдж-Дубай выкладывается подобно свадебному пирогу из блоков, которые заливаются тут же. Однако по мере того как башня растет бетон, доставлять бетон на верх становится все труднее. Внизу рабочие готовят насо-

сы, лить бетон можно только ночью, т.к. днем слишком жарко – бетон перегреется. Для того чтобы закачать 25 тонн бетона – столько помещается в каждой трубе, на небывалую доселе высоту, нужен насос, мощностью 630 тыс. лошадиных сил. Система нагнетания бетона подвергается невероятному испытанию. Бетон качается на высоту 570 м, что на данный момент является мировым рекордом. В трубе создается чрезвычайно агрессивная среда: высокое давление, частица заполнителя, трущаяся о стенки – за всем этим приходится следить. Раствор может протереть сталь насквозь – тогда трубу разорвет. Бетон достигает 155 этажа за 40 минут.

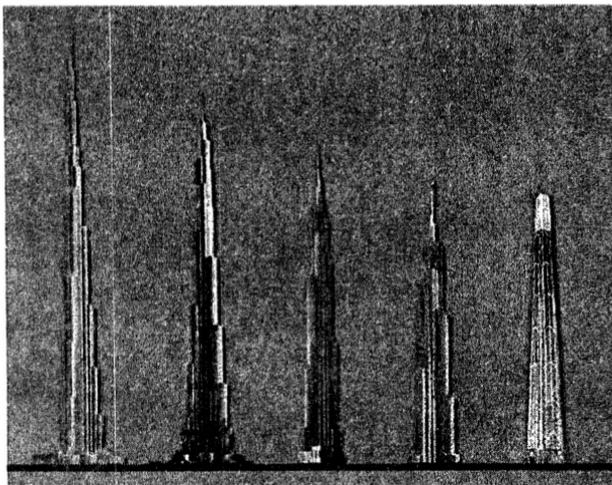


Рисунок 3. Стадии развития проекта Бурдж-Дубай

Помимо грубой машинной силы сюда внесла свой вклад тонкая химическая технология. Окажись раствор слишком жидким – он застывал бы очень долго, что сбilo бы график работ, а оказавшись слишком густым – он бы схватился раньше времени и закупорил трубу. Поэтому для строительства самой высокой башни на Земле использовался бетон "Нурайс". Секрет его кроется в следующем. В раствор бетона добавляются шарики из искусственного льда, которые тают не сразу, а только тогда, когда бетон успевает схватиться. После этого шарики начинают таять внутри застывшего бетона, но это его еще больше укрепляет. Такой бетон обладает не только хорошей прочностью, но и сохраняет тепло.

Ветростойкость

Проектирование такого небоскреба как Бурдж-Дубай с традиционным внутренним стальным каркасом оказывается сопряженным с огромными трудностями. Чем выше стальной каркас, тем больше он уваливается под сильными ветрами. Скорости порывов, налетающих со стороны Мичиган, достигают 80 км/ч. Ударяя в небоскреб, ветер раскачивает его так, что на верхних этажах осуществляется самая настоящая качка. Раскачивание высотного дома напоминает качку на корабле, что вызывает морскую болезнь. Чтобы избежать этого эффекта, необходимо уменьшить амплитуду колебаний. При построении башни Сирс, инженеры изобретают технологию, позволяющую справиться с ветром. Они выносят каркас наружу, так, что здание приобретает внешний скелет. Поэтому наклонить его ветру будет очень тяжело. Но Бурдж-Дубай в 2 раза выше башни Сирс. При такой высоте жесткий внешний скелет уже не сможет достаточно эффективно противостоять ветру. Чтобы избавить обитателей высотки от морской болезни, архитекторы обращаются к аэродинамическим решениям самого продвинутого уровня. Проектируя здание, его модель продували в аэродинамической трубе, которая была неотъемлемым элементом процесса разработки проекта.

Ветер, мчащийся с огромной скоростью, может быть чрезвычайно опасен для небоскреба. Поток воздуха, обтекающий здание образует мини-смерчи, вихри. Возникающие при этом области низкого давления тянут здание в стороны. Чем выше здание, тем более опасными становятся эти вихри. Огромные силы, которые они порождают, перпендикулярны направлению ветра, поэтому если здание упадет от ветра, то, скорее всего оно упадет не по ветру, а в сторону. Вместо того чтобы бороться с ветром, проектировщики ушли от плоских и прямоугольных форм и обратились к более непредсказуемым. Секции башни спроектированы так, чтобы отклонять ветер в разные стороны – это разрушает мощь вихрей и не дает ветру захватить здание. Обдувая здание, ветер никогда не образует единого потока.

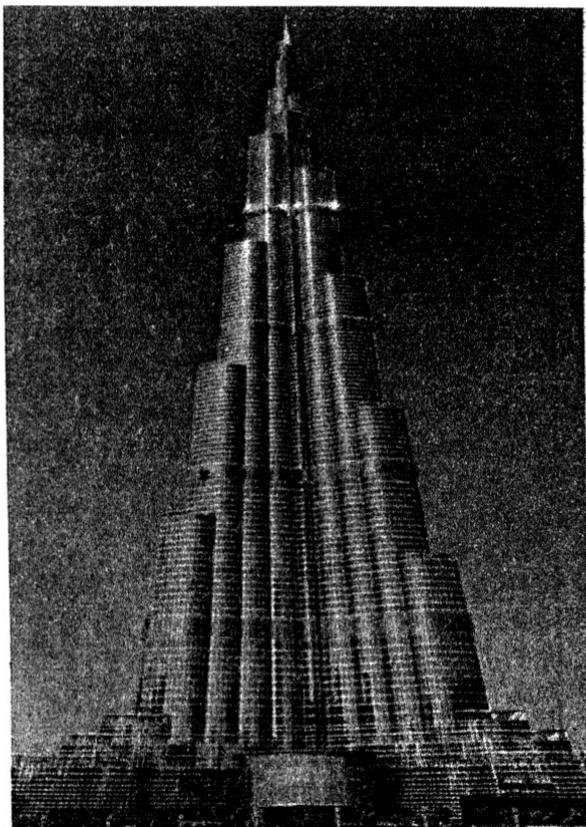


Рисунок 4. Окончательный проект Бурдж-Дубай

Землетрясения

Бурдж-Дубай может выдерживать землетрясения магнитудой до 6 баллов по шкале Рихтера, благодаря своему массивному железобетонному каркасу. Однако здесь перед инженерами возникла еще одна проблема. Чтобы возвести сверхвысокое здание над песками пустыни, нужны особые подходы. На месте строительства Бурдж-Дубая скальная порода залегает недалеко, но она очень плохого качества – она очень хрупкая, в ней много трещин. Потому пришлось бурить на 50 м вниз, чтобы увеличить прочность породы, способную держать все здание. Бурить породу здесь может быть и тяжело,

но настоящие трудности возникают после извлечения бура. Порода под Бурдж-Дубай хрупкая и насыщенная грунтовыми водами. Поэтому крупная скважина сразу начинает обваливаться. Чтобы избежать этого, инженеры заполняют скважину жидкой полимерной смолой, которая вытесняет воду и обломки породы к краям, оставляя центр скважины свободным. Полимерная смола состоит из очень длинных молекулярных цепочек, вступая в контакт с водой, она образует очень длинные волокна. Вязкость предотвращает обрушение скважин. Этот полимер плотнее воды, но легче бетона. Бетон вытесняет смолу и застывает, образуя сваи фундамента. 200 свай, образующие единую систему, не дают уйти зданию под землю. Здание осело лишь на 30 мм, что очень мало для такой его высоты.

Эвакуация

Чем выше здание, тем больший путь для эвакуации нужно проделать людям. Бурдж-Дубай огнестоек, поскольку огнестоек его железобетонный костяк. В этом здании предусмотрено 9 специальных помещений-огнеубежищ. Они защищены слоями железобетона и листовых огнеупорных покрытий. Их стены способны выдерживать натиск огня в течение 2 часов. Каждое из этих помещений оборудовано специальной системой, подающей в них воздух по огнеупорным трубам. Герметичные огнеупорные двери предотвращают проникновение дыма. В огнеубежищах люди могут скрываться до тех пор, пока аварийные службы не возьмут ситуацию под контроль. Огнеубежища расположены приблизительно через каждые 30 этажей, что делает их относительно легкодоступными для всех. Исключить фактор задымления позволяет предотвратит технология, разработанная в Бурдж-Дубай. Система раннего предупреждения работает непрерывно круглые сутки. Как только срабатывает детектор дыма, термодатчик или автоматический водный огнетушитель, в действие вступает мощная система вентиляторов. Они нагнетают чистый прохладный воздух в здание по воздуховодам. Свежий воздух вытесняет дым из лестничных шахт, гарантируя проходимость путей эвакуации. Это и есть система пожарной безопасности, отвечающая небоскребу 21 века.

Стоящий на плечах прежних исторических чудес инженерии, Бурдж-Дубай является величайшим небоскребом мира.

**Применение композитной арматуры в строительстве
монолитных железобетонных зданий**

Евса Е.В., Яроцкий Р.В.

(Научный руководитель – Пецольд Т.М.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Особенностью исследования является использование предварительно напряженной композитной арматуры в монолитном диске перекрытия в многоэтажном каркасном здании с применением самонапрягающегося бетона.

Вопрос использования композитной арматуры в строительстве стал актуален в связи с рядом положительных характеристик арматуры и расширением области ее применения.

В настоящее время в нормативной базе Республики Беларусь отсутствуют действующие ТНПА, позволяющие применять композитную (стеклопластиковую – АСК и базальтопластиковую – АБК, либо другую) арматуру в предварительно напряженных АКП – бетонных несущих конструкциях.

Развитие полимерных композитов осуществляется в рамках концепции научно-технической программы союзного государства «Разработка инновационных технологий и техника для производства конкурентоспособных композиционных материалов, матриц и армирующих элементов на 2012-2016 годы Постановление Совета Министров Союзного Государства от 18.07.2012 г. №17. В этой программе можно выделить две темы, непосредственно касающиеся строительной отрасли:

- «Разработка технологий и оборудования для производства композиционных материалов на базе непрерывного базальтового волокна и его комбинации с другими армирующими элементами»;
- «Разработка технологии и оборудования для получения высокопрочных изделий в виде арматуры и анкеров из полимерных композиционных материалов».

В исследовании рассмотрена стеклопластиковая арматура, т.к. она наиболее распространена на территории РБ. Композитная арматура производится в виде стержней (обычно круглого сечения) со спиральной рельефностью, реже с песчаной посыпкой, практически

любой длины на основе стеклянных (АСК – стеклопластиковая арматура), базальтовых (АБК – базальтопластиковая арматура) волокон, или на основе других компонентов (карбон, арамид), пропитанных химически стойким полимером.

Преимущества композитной арматуры по сравнению со стальной следующие: высокая коррозионная стойкость к агрессивной среде (в т.ч. морской воде) в зависимости от исходных компонентов; коэффициент теплового расширения (КТР) композитной арматуры соответствует КТР бетона; неэлектропроводна (диэлектрик); практически нетеплопроводна; радиопрозрачна; электромагнитных полей; не теряет своих прочностных свойств при воздействии сверхнизких температур; легче стальной арматуры в 3,5–4 раза; может иметь любую строительную длину по требованиям проекта и заказчика (диаметр до 8 мм поставляется в бухтах).

Особенности композитной арматуры, которые не позволяют повсеместно выполнить прямую замену металлической арматуры на композитную, относятся следующие свойства: низкий модуль упругости; более низкая огнестойкость изделий армированных композитной арматурой; низкая прочность при поперечных нагрузках; сложность изготовления гнутых арматурных изделий; сложность при изготовлении предварительно напряжённых конструкций; не рекомендуется использование в качестве сжатой арматуры; более высокая стоимость.

В расчетах предел прочности композитной арматуры при растяжении принят 1100 МПа. Фактически, это среднее значение, полученное на основании данных от производителей композитной арматуры и согласно зарубежным нормативным документам.

Стоит отметить, что производимая в Беларуси и импортируемая в нашу республику композитная арматура имеет большой разброс в физико-механических характеристиках, исходных материалах (сырье) и геометрических характеристиках (в том числе и параметры навивки).

Расчетное значение сопротивления растяжению R_f неметаллической композитной арматуры принято равным $R_f = 552$ МПа. Значение получено в ходе анализа следующих документов:

- Проект СП. Конструкции из бетона с композитной неметаллической арматурой. Расчетное сопротивление растяжению: $R_f = 559$ Мпа.

• ACI 440.1R-06. Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars. Reported by ACI Committee 440 согласно таблице 8.1: $R_f = 552$ МПа.

В CNR-DT 203/2006 (Guide for the Design and Construction of Concrete Structures Reinforced with Fiber - Reinforced Polymer Bars) указано, что величина расчетного сопротивления растяжению равна $R_f = (0,5 \dots 0,7) \cdot 1100$ МПа = 550 ... 770 МПа.

В источниках, изложенных выше, расходятся данные и по модулю упругости арматуры (величина варьируется от 41400 до 70000 МПа). Принимаю модуль упругости $E_f = 50\,000$ МПа .

Был произведен расчет армирования монолитной плиты перекрытия. Принята нижняя плоская сетка с рабочими 8 стержнями диаметром 8 мм, установленными с шагом 200 мм ($A_s = 402$ мм²) в двух направлениях. Верхнюю сетку принимаем конструктивно с рабочими стержнями диаметром 8 мм, установленными с шагом 200 мм ($A_s = 402$ мм²) в двух направлениях.

Перекрытие выполнено с применением предварительного напряжения. Пока ни одно из существующих анкерных устройств не обеспечивает достаточно высокого уровня надежности закрепления композитной арматуры при выполнении ее предварительного натяжения, а также при испытаниях на растяжение до разрыва. Связано это, прежде всего с неоднородностью композитной арматуры (что часто приводит к разрыву стержней при натяжении) и с технологическими вопросами температурной обработки бетона. Имеются также ряд определенных сложностей серийного изготовления таких устройств.

В этой связи, особую актуальность приобретает способ создания предварительного напряжения композитной арматуры с применением самонапрягающегося бетона. В РБ накоплен значительный опыт применения самонапрягающегося бетона при строительстве зданий и сооружений. Для возведения перекрытия принят самонапрягающийся бетон класса $C^{30}/_{37}$ марки S_p 2,0.

Расчет диска перекрытия по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента показал, что требуется дополнительное армирование 2-мя стержнями стеклопластиковой арматуры диаметром 14 мм.

Расчетная величина прогиба не превышает предельно допустимого: $a(\infty; t_0) = 0,0089\text{м} = 8,9\text{ мм} < a_{\text{lim}} = 32\text{мм}$.

Прочность сечения плиты на продавливание достаточна и не требуется устанавливать расчетное поперечное армирование

В приколонной зоне установлена конструктивно сетка с горизонтальными стержнями диаметром 10 мм и вертикальными – диаметром 6 мм.

Для обоснования целесообразности применения композитной арматуры в строительстве нами параллельно был выполнен расчет аналогичного диска перекрытия с применением самонапрягающегося бетона и стальной арматуры.

Был произведен расчет армирования монолитной плиты перекрытия, в результате чего принято армирование сварными плоскими сетками из напрягаемой арматуры класса S800 диаметром 8 мм, установленными с шагом 200 в двух направлениях.

При расчете диска перекрытия по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента по всей длине было выполнено нижнее армирование перекрытия в надопорных (надколонных) полосах двумя стержнями диаметра 12 мм из арматуры класса S800, расположенными на расстоянии 150 мм друг от друга. Также в надопорных (надколонных) полосах было выполнено верхнее армирование такими же стержнями, заведенными в пролет на величину 1/6 от его длины. Расчетная ширина раскрытия трещин при этом составила 0,18 мм, что не превышает предельно допустимой ширины раскрытия трещин.

Нами выполнено сравнение стоимости дисков перекрытий с использованием металлической и композитной арматуры. Диск перекрытия с композитной арматурой на 10% дороже диска перекрытия с металлической арматурой, при этом трудоемкость изготовления была принята одинаковой.

Применение композитной арматуры незначительно увеличивают затраты при строительстве, но при этом позволяет на 10–20 лет продлить срок эксплуатации конструкций, особенно в агрессивных средах.

Следует отметить, что композитная арматура имеет ряд преимуществ, свидетельствующих о целесообразности и эффективности ее применения взамен стальной в некоторых областях строительства, а

именно: в конструкциях и сооружениях, находящихся под воздействием агрессивных сред; для применения в конструкциях и сооружениях электротехнического назначения, находящихся под воздействием факторов электрохимической коррозии; для изготовления свай, фундаментов, портовых и берегоукрепительных сооружений; для армирования полотна автомобильных дорог; для армирования грунтов и горных пород при горнопроходческих работах (прокладке тоннелей и выемке котлованов); для изготовления сеток, применяемых при армировании каменной (кирпичной) кладки; для применения при ремонте конструкций зданий и сооружений; для изготовления полимерных болтовых соединений, стягивающих, например, элементы опалубки при строительстве гидротехнических сооружений; для изготовления гибких связей в трехслойных стеновых панелях и кирпичной кладке.

ЛИТЕРАТУРА

1. СНБ 5.03.01–02. Бетонные и железобетонные конструкции / Минстройархитектуры РБ, Мн., 2003.
2. СП. Конструкции из бетона с композитной неметаллической арматурой. Правила проектирования (первая редакция). Москва, 2013.
3. ТКП 45-5.03-158-2009 (02250) Бетонные и железобетонные конструкции из напрягающего бетона. Правила проектирования. Минск, 2010.
4. ACI 440.1R-06: Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars. Reported by ACI Committee 440.
5. CNR-DT 203/2006 (Guide for the Design and Construction of Concrete Structures Reinforced with Fiber- Reinforced Polymer Bars).

**Конструктивные решения по усилению сжатых
каменных конструкций**

Елец А.Н.

(Научный руководитель – Гринев В. В.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Большое количество зданий и сооружений в нашей стране, возведенные еще во времена Советского Союза, выполнены с несущими и ограждающими каменными конструкциями. Общее техническое состояние этих зданий может сильно различаться: от хорошего и удовлетворительного до предаварийного и аварийного. Различное состояние, в котором пребывают каменные конструкции зданий, в первую очередь обусловлено различиями в подходах и организации их технической эксплуатации: условиями содержания помещений и своевременностью выполнения ремонтных работ.

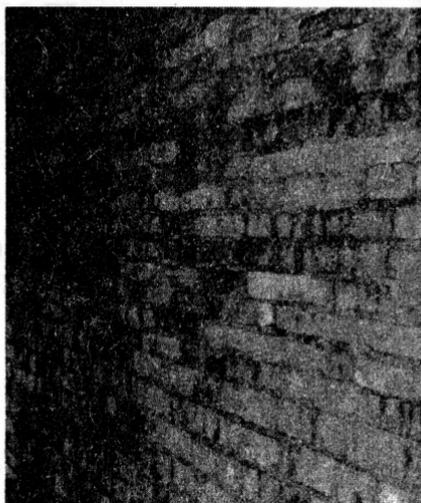


Рисунок 1. Морозное разрушение (размораживание) – один из наиболее распространенных дефектов каменных конструкций, подверженных периодическому увлажнению

Отдельные объекты сохранились до наших дней находящимися в стадии незавершенного строительства. По отношению к ним встает

справедливый вопрос технического состояния каменных конструкций, находившихся долгое время под прямыми атмосферными воздействиями. Зачастую необходимо оценить остаточную несущую способность конструктивных элементов с дефектами и повреждениями (см. рисунок 1) для принятия решения о возможности их использования при дальнейшей эксплуатации. В большинстве случаев обязательным условием применения по назначению данных конструкций является их усиление. При этом, усиление может быть выполнено самыми разнообразными способами, в зависимости от решения конструктора.

Существует большое количество вариантов усиления каменных конструкций, разработанных еще много лет назад, но применяемых и в настоящее время. Наиболее распространенными классическими способами усиления несущих каменных конструкций (стен, простенков, столбов) являются:

1. Усиление стальными тяжами, жесткими накладками и подвешением разгрузочных балок.
2. Усиление стальными обоймами (рисунок 2, а).
3. Усиление железобетонными обоймами (рисунок 2, б).

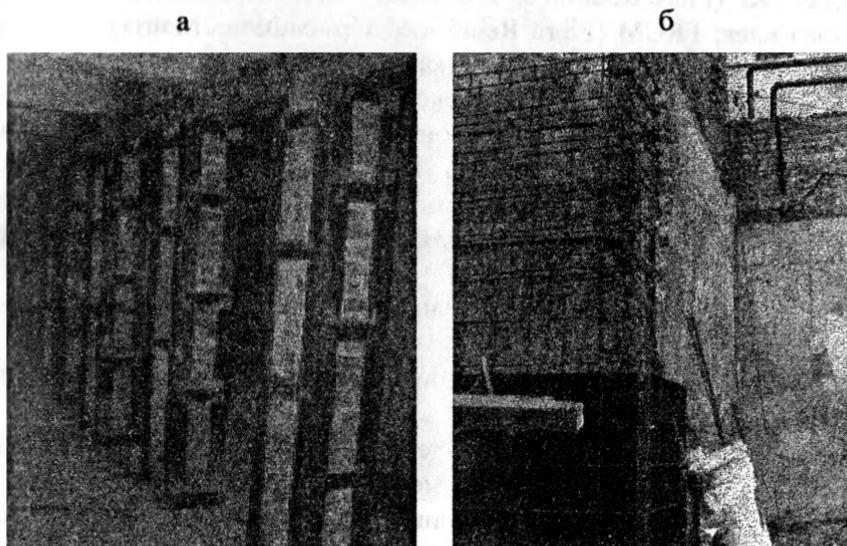


Рисунок 2. Наиболее распространенные способы усиления каменных конструкций:
а – стальной обоймой; б – железобетонной обоймой

Однако классическим методам присущ ряд недостатков:

1. Высокая трудоемкость исполнения работ по усилению.
2. Сложность выполнения работ по усилению в условиях эксплуатируемых объектов.
3. Достаточно высокая стоимость стальных элементов усиления.
4. Значительный вес элементов усиления, утяжеляющих усиливаемые конструкции.
5. Сложно добиться быстрого включения в работу элементов усиления, что, как правило, происходит уже при наступлении предельных состояний.

С развитием новых технологий наряду с классическими способами усиления каменных конструкций появились и альтернативные: усиление системами внешнего армирования на основе композитных материалов. Этот способ заключается в применении углеродных лент, сеток, ламелей, которые наносятся на поверхность усиливаемых конструкций, как правило, с использованием эпоксидного клея, либо специального штукатурного состава (рисунок 3). В зарубежной практике данные способы усиления получили название: FRP (Fibre Reinforced Polymers) – при использовании эпоксидного клея; FRCM (Fibre Reinforced Cementitious Matrix) – при использовании специального штукатурного состава.

Сетки из углеродных волокон имеют следующие физические свойства (в зависимости от производителя): прочность на растяжение – 2800...4800 МПа; модуль упругости – 165...245 ГПа.

Основными преимуществами использования систем внешнего армирования из композитов для усиления каменных конструкций являются:

1. Простота технологии нанесения элементов усиления и, как следствие, снижение трудовых и временных затрат.
2. Возможность выполнения усиления без остановки технологических процессов в зданиях.
3. Малый удельный вес элементов усиления, которые практически не утяжеляют усиливаемые конструкции.
4. Близкие деформационные характеристики армирующих слоев с кирпичной кладкой: модуль упругости, коэффициент температурного расширения.
5. Хорошая коррозионная стойкость композитов.

6. Возможность применения на конструктивных элементах практически любой формы и очертания.

а



б

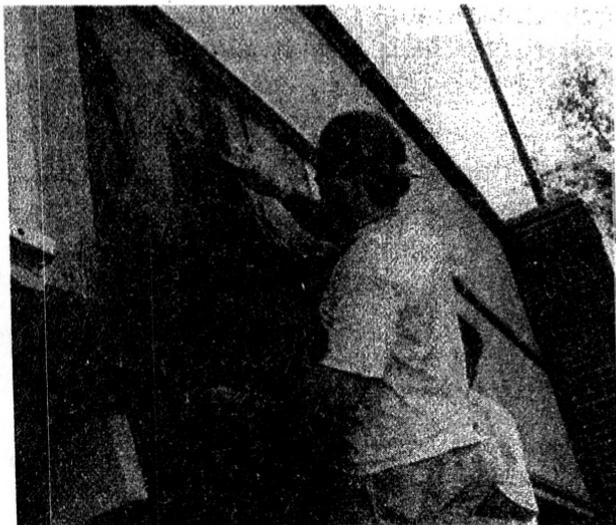


Рисунок 3. Усиление каменных конструкций системами внешнего армирования на основе композитных материалов: а – FRCM (Fibre Reinforced Cementitious Matrix); б – FRP (Fibre Reinforced Polymers)

Данный способ применим также для усиления железобетонных, металлических и деревянных конструкций, широко используется при сейсмоусилении. Эффективность использования данного вида усиления каменных конструкций подтверждается проведенными многочисленными исследованиями и испытаниями (рис. 4, [1]).

Результаты проведенных испытаний показывают, что несущая способность кирпичных столбов, стен и простенков, усиленных внешним армированием (бандажами) из углеволокнистой ткани, увеличивается по сравнению с не усиленными образцами в 1,33–2,6 раза в зависимости от шага бандажей по высоте.

В заключение, необходимо отметить, что мировое сообщество неуклонно следует за бурно развивающимися новыми технологиями. Технология усиления каменных конструкций, основанная на использовании композитных материалов, опробованная на многих объектах и исследуемая в последнее время, в целом, оправдала ожидания, показав надежность и высокую эффективность. Таким образом, ее повсеместное применение, является лишь вопросом времени.

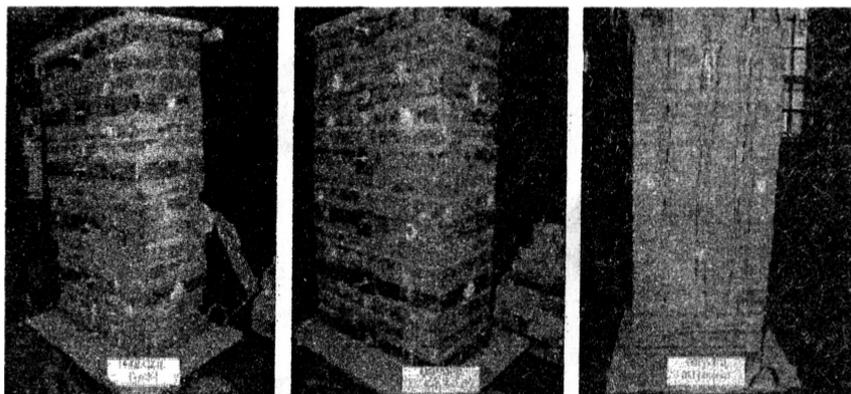


Рисунок 4. Испытание кирпичных столбов, усиленных внешним армированием (бандажами) из углеволокна

ЛИТЕРАТУРА

1. Научно-технический отчет по теме «Провести экспериментальные исследования прочности и деформативности кирпичных

стен и стен из ячеистобетонных блоков, усиленных с помощью материалов фирмы «BASF» и разработать рекомендации по их применению при строительстве в районах РФ с сейсмичности 7-9 баллов», ОАО «НИЦ Строительство» ЦНИИК им. В.А. Кучеренко. – М., 2010 – С.184.

2. Каменные и армокаменные конструкции: СНиП II-22-81. – Введ. 31.31.81. – М.: Стройиздат, 1983 – С.39.
1. Альбом конструктивных решений по сейсмоусилению элементов зданий с несущими стенами из каменной кладки композитными материалами FibARM на основе углеродного волокна. Федеральный центр науки и высоких технологий – М.:, 2012 – С.93.
4. Система внешнего армирования из полимерных композитов FibARM для ремонта и усиления строительных конструкций. Общие требования. Технология устройства: СТО2256-002-2011. – М.: ЗАО «Препрег-СКМ», 2011 – С.54.

**Проектирование железобетонных конструкций
в среде информационного моделирования зданий (BIM)
на примере дипломного проекта административно-
производственного здания со встроенными помещениями**

Ермолович Д.С.

(Научный руководитель – Рак Н.А.)

Белорусский национальный университет,

Минск, Беларусь

Создание физической модели в Autodesk Revit 2014

Первым этапом в информационном моделировании зданий является создание физической модели. В отличие от плоского моделирования (черчения), в котором чертят линиями, здесь создаются сразу элементы, которые содержат информацию о себе, так называемые семейства. Примером может служить: колонна, балка, стена, перекрытие, витраж, стул, хоккейные ворота и так далее. Информация, которая скрывается внутри семейства: объём, цвет, класс бетона, теплопроводность, длина, масса и вообще все, что может нам понадобиться. Совокупность всех семейств, их типоразмеров и формируют физическую модель.

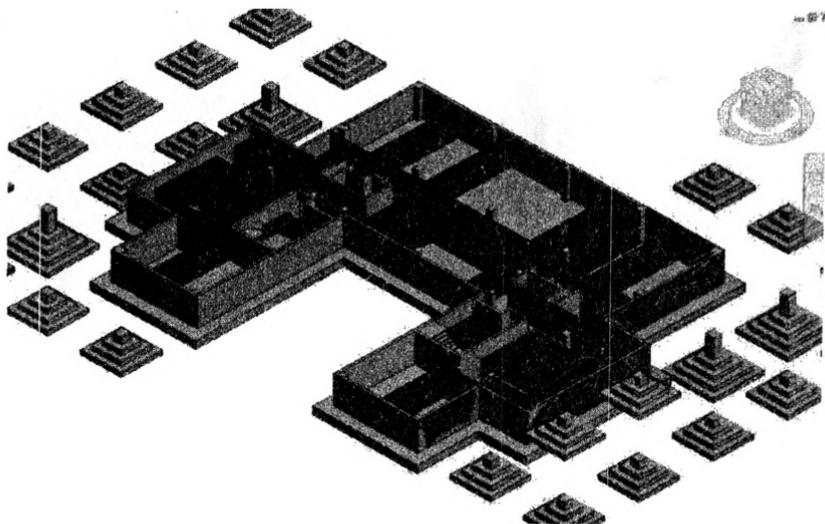


Рисунок 1. Физическая модель здания

Аналитическая модель в Autodesk Revit 2014

В среде информационного моделирования могут одновременно в одной модели работать архитекторы, конструкторы, инженеры сетей ОВ, ВК, ЭМ, генплан, технологи, экономисты, проектировщики организации строительства, люди которые будут строить, эксплуатировать и или даже утилизировать этот объект. Ограничим свое внимание на одном из направлений BIM – проектирование конструкций зданий и сооружений. Вместе с созданием физической модели происходит формирование аналитической. Необходимая информация о типах элементов, их геометрических, жесткостных, прочностных и, если нужно, теплофизических характеристиках (например, для расчета на разницу температур). Но, чем сложнее модель, тем больше вероятность, что аналитическую модель нужно корректировать, ведь программа не может учесть всего того, что нам порой необходимо. Конкретно для дипломного проекта, в аналитической модели необходимо было внести следующие поправки:

1. Отключить параметр формирования аналитических моделей ненужных для расчета элементов (перегородок, поэтажно опертых самонесущих стен и так далее);
2. Совместить аналитическую модель плит перекрытий со средней плоскостью физической модели.

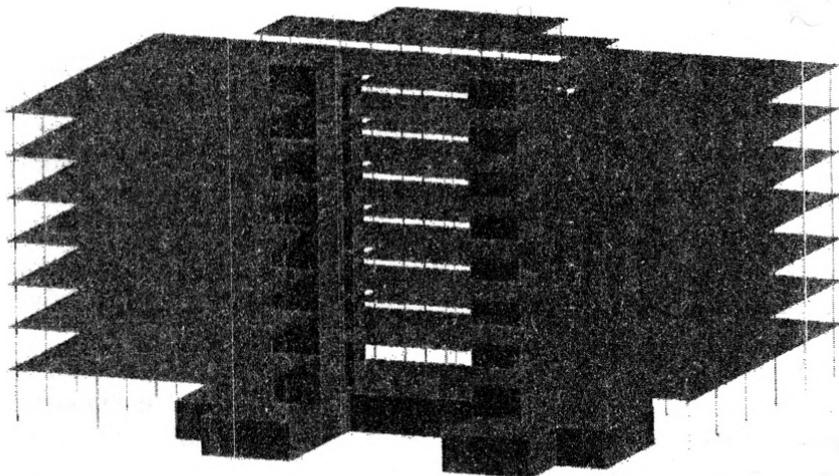


Рисунок 2. Аналитическая модель

Убедившись, что модель правильная, экспортируем ее в расчетный комплекс Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014.

Статический расчет в Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014

Когда получена корректная расчетная схема, необходимо сформировать нагружения, назначить им коэффициенты надежности, нормы и правила расчетных сочетаний нагрузок. После этого производится статический расчет. В результате получают огибающие эпюры усилий, полученных по РСУ. В качестве примера возьмем плиту перекрытия. Т.к. расчет ведется в рамках дипломного проектирования, то армирование подбирается вручную по картам изгибающих моментов.

Конструирование в Autodesk Revit 2014

Для монолитной железобетонной плиты перекрытия начинается все с раскладки фонового армирование. Для этого используется стандартный инструмент «армирование по площади». Указываются диаметры стержней, защитные слои и шаг, причем отдельно для верхнего и нижнего армирования. Далее раскладываются стержни усиления для нижней арматуры в пролете, а для верхней над опорами. Типовые места копируются по всей плите перекрытия. В итоге получается физическая модель, которая представлена бетоном и арматурными стержнями в трехмерном пространстве.

Оформление в Autodesk Revit 2014

Остается главный вопрос: «Зачем нужна эта физическая модель?». В ответе кроется главное отличие стандартного подхода к конструированию от технологии BIM. В классическом подходе сначала создаются чертежи, потом конструкции (т.е. от плоскости к объему). А в информационном моделировании виртуально «создается» конструкция, и из нее уже получают чертежи (от объема к плоскости). И только теперь, когда получена полная физическая модель, можно приступить к созданию продукта, который требуется от проектировщиков – чертежи.

Основополагающим принципом получения документации в Autodesk Revit является использование шаблонов. В шаблонах настраиваются параметры отображения семейств, которые сохраняются и применяются к необходимым видам. Примеры настроек для опалубочных чертежей: вид (сверху, сбоку, под углом и т.д.), расстояние до секущей плоскости (600 мм от верха плиты), веса линий

(толщина линий плиты не попавшая в секущую плоскость принимается 0,3 мм), типы линий (семейства, попавшие в диапазон видимости, но скрытые на виде другими элементами, отображать штриховой линией), отображение поверхности (поверхность, образованная путем пересечения семейства колонн и секущей плоскости, или «попавшая в разрез», штрихуется наклонной линией с постоянным интервалом) и многое другое.

Также для оформления чертежей необходимо создавать (один раз, потом просто использовать) семейства, которые помогают оформлять их. Например, семейство диапазона распределения арматуры. Оно представляет собой толстую линию, которая привязывается к центральному стержню диапазона распределения. Длина этой линии соответствует длине стержня арматуры. Из центральной линии отходят стрелки, привязываемые к крайним стержням, и показывающие область на которую они распространяется. После проставляется размер, и проставляется выноска. Выноска – это такое семейство, которое при указании на элемент считывает с него требуемую информацию и формирует марку элемента: на первом месте стоит диаметр стержня, на втором – дефис, на третьем – длина стержня в дециметрах, под выноской считывается шаг стержней распределения.

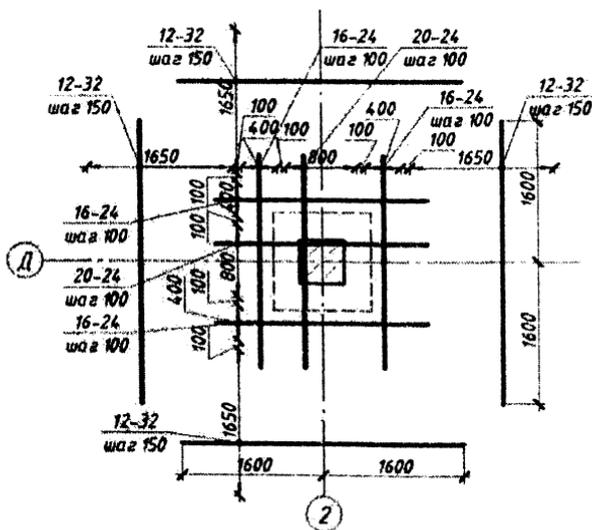


Рисунок 3. Деталь армирования перекрытия над колонной

Рассмотрим еще один инструмент Revit – таблицы (спецификации). Он позволяет сортировать, группировать и обрабатывать (с помощью математических, логических функций и элементов программирования) данные. Если нам необходима ведомость расхода стали, то сортируем параметры арматурных стержней по принадлежности к конструкции, потом указываем, что в столбцах нужно перемножить длину на массу погонного метра, если это стержень, к примеру, 8-го диаметра класса S240. Результат группируем по строкам (т.е. складываем) и получаем массу всех стержней в плите диаметром 8 мм класса S240. Интересно то, что информация считывается с модели, и если добавить такие же стержни в ту же конструкцию, то масса автоматически будет пересчитана. Если изменить класс арматуры в спецификации, то и соответственно изменится класс арматура в модели. Настроив шрифты, толщины линий и размеры ячеек получают спецификации и ведомости расхода стали.

Методика определения релаксационных процессов в арматуре

Жосан Р.Д.

(Научный руководитель – Гринёв В. В.)

Белорусский национальный технический университет,

Минск, Беларусь

Введение

Предварительно напряженные железобетонные конструкции широко применяются в нашей стране. Такие конструкции обладают повышенной трещиностойкостью и жёсткостью. Кроме того, преднапряжение позволяет применять высокопрочные бетоны и арматуру, а также ведет к снижению расхода материалов и собственного веса конструкции. Но от момента натяжения арматуры до начала приложения внешней нагрузки на конструкцию часть величины предварительного напряжения безвозвратно теряется. И одной из причин этого является релаксация напряжений арматурной стали.

Общие сведения о релаксации

Релаксация напряжений – это самопроизвольное снижение напряжений с течением времени при постоянных деформациях. Значение релаксации напряжений в арматурных сталях зависит от многих факторов: механических характеристик стали, химического состава и структуры, технологии изготовления конструкций и условий их последующей эксплуатации. Релаксация является следствием перехода упругих деформаций в пластические, т.е. общие деформации, являющиеся суммой упругих и пластических деформаций, остаются постоянными, а упругих и пластические изменяются:

$$\begin{aligned}\varepsilon_c &= \varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl} = const; \\ \varepsilon_{el} &\neq const \text{ и } \varepsilon_{pl} \neq const.\end{aligned}$$

где ε_c – общая деформация в процессе релаксации;

ε_{el} – упругая деформация;

ε_{pl} – пластическая деформация.

Экспериментальные кривые релаксации имеют два четко выраженных участка: для первого характерно резкое падение напряжения, для второго – замедленное.

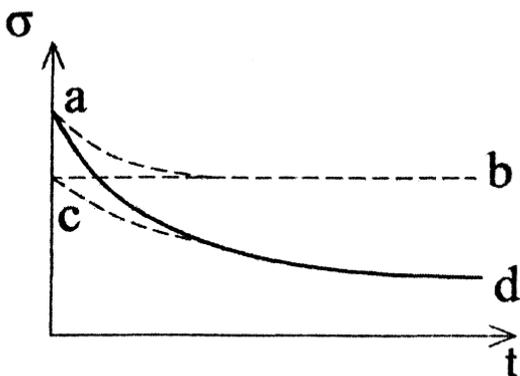


Рисунок 1. Явление релаксации

Явление релаксации является следствием двух групп процессов. Первая группа процессов протекает на границах зерен поликристаллического металла и релаксация отражает диффузионные явления (линия ab на рисунке 1). Ко второй группе относят процессы, протекающие внутри зерен, ей соответствует линия cd . Явление релаксации изображено на линии ad .

Принято считать, что релаксация является следствием неоднородной пластической деформации. При относительно низких температурах пластическая деформация носит преимущественно сдвиговый характер. При повышенных температурах приобретают значение также и диффузионные процессы. Сдвиговые процессы осуществляются закономерным перемещением целых групп атомов вдоль определенных кристаллографических плоскостей и направлений. Диффузия представляет собой процесс независимого перемещения индивидуальных атомов, которые замещают места в кристаллической решетке.

Большое влияние на релаксацию оказывают начальные напряжения: чем они выше, тем сильнее проявляется релаксация напряжений. Особенно интенсивно она протекает в течение первых часов. За это время успевает проявиться около 60% потерь предварительного напряжения, замеренных за 100 ч. В интервале интересующих нас начальных напряжений наблюдается тенденция к затуханию релаксации напряжений, и через 1000 ч. значения связанных с нею потерь возрастают в среднем не более чем на 20...25%.

При повышении температуры сопротивление перемещению атомов в сталях значительно снижается, уменьшается и напряженность поля вокруг дислокационных систем. Как видно из опытов, при температуре около 100°C потери от релаксации за 100 ч. увеличиваются в 2...4 раза по сравнению с потерями при 20°C , а при 200°C – в 4...6 раз.

Испытания на релаксацию

При изготовлении предварительно напряженных железобетонных конструкций, армированных высокопрочной проволокой, возникает необходимость в испытании проволоки на релаксацию напряжений.

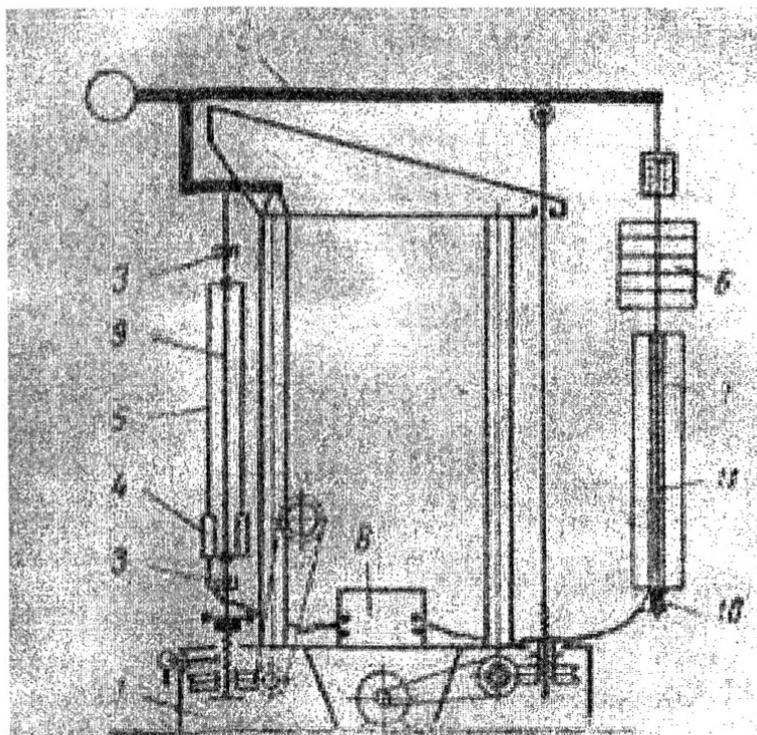


Рисунок 2. 1 – станина; 2 – рычажная система; 3 – захваты; 4, 5 – экстензометрическое устройство; 6, 7 – нагрузочное устройство; 8 – устройство автоматики; 9 – образец; 10 – клапан; 11 – шкала

Установка для испытания проволоки на релаксацию состоит из станины с рычажной системой захватов, экстензометрического устройства и нагрузочного устройства. Образец закрепляется в захватах машины и растягивается постоянно действующей и переменной нагрузками. Нагружение образца осуществляется через рычажную систему с помощью гидравлической подвески. При удлинении образца контакты индикатора экстензометрического устройства замыкаются, автоматически открывается клапан сосуда гидравлической подвески и происходит истечение жидкости, нагрузка уменьшается. Истечение жидкости продолжается до размыкания контактов индикатора, а величина падения нагрузки определяется по уровню оставшейся в сосуде жидкости.

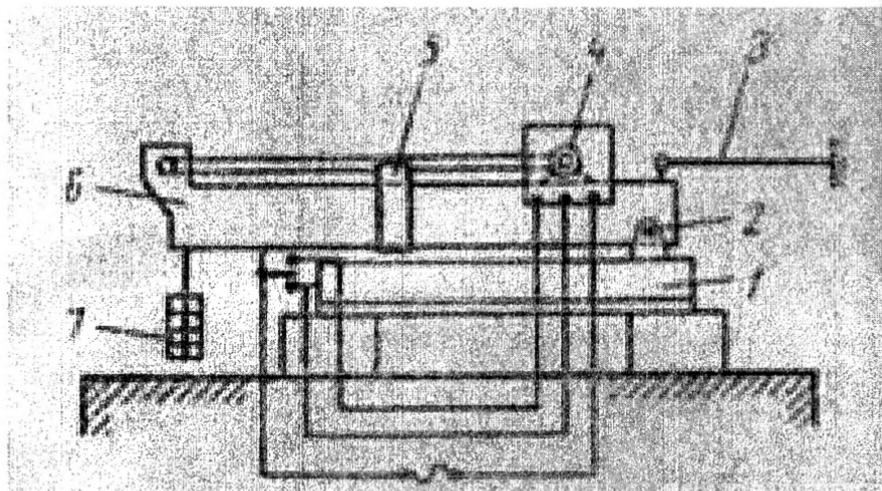


Рисунок 3. 1 – опорная часть установки; 2 – шарнир; 3 – испытуемый образец; 4 – электродвигатель подвижного груза; 5 – подвижной груз; 6 – рычаг-балансир; 7 – грузы при использовании установки для испытания арматуры на ползучесть

Образец закрепляется одним концом на неподвижном упоре, а другим – на рычаге-балансире, который занимает горизонтальное положение. Со временем напряжения в образце падают, длина проволоки начинает увеличиваться. С увеличением длины проволоки рычаг опускается и замыкает контакт, который, в свою очередь,

включает электродвигатель подвижного груза. Перемещение груза по рычагу продолжается до тех пор, пока длина проволоки (вследствие уменьшения нагрузки) не возвратится к первоначальной величине и рычаг не займет горизонтального положения. В этом положении контакты двигателя разомкнутся.

Методы увеличения релаксационной стойкости

Релаксационная стойкость характеризуется способностью материала сопротивляться релаксации напряжений. Одним из перспективных направлений достижения высоких значений релаксационной стойкости является применение в технологии производства высокопрочной арматуры в качестве заключительной операции механотермической обработки (МТО). Процесс МТО представляет собой совмещение двух операций – нагрева и натяжения. По немногочисленным литературным данным, подобное натяжение осуществляется с усилиями, позволяющими с незначительной степенью деформировать металл в пластической области. Нагрев осуществляется до температур отпуска (250–420°C). Как правило, для нагрева используется индукционная печь, позволяющая в поточной линии осуществлять МТО с достаточно высокими скоростями (50–70 м/мин).

Процесс МТО также получил название «стабилизация» за счет высокой эффективности снятия остаточных напряжений, накопленных в ходе предварительной деформационной обработки (волочения и профилирования), а также вследствие высокой степени упорядочивания дислокационной структуры, что напрямую оказывает влияние на повышение релаксационной стойкости материала. Эффективность данных изменений существенным образом зависит от установленных параметров процесса – температуры нагрева и усилия натяжения. Таким образом, важной задачей (за счет управления параметрами процесса) является достижение оптимального сочетания свойств высокопрочной арматуры: высоких показателей механических характеристик (временное сопротивление разрыва – не менее 1600 Н/мм², предел текучести – не менее 1450 Н/мм², относительно удлинение – не менее 6 %) и релаксационной стойкости (релаксация напряжений не должна превышать 4 % за 1000 часов).

ЛИТЕРАТУРА

1. Л.А. Красильников, В.Я. Зубов. Релаксационная стойкость и циклическая прочность холоднотянутой проволоки - Издательство «Металлургия». 1970 – 168 с.
2. А.Г. Корчунов, Д.К. Долгий. Зависимость релаксационной стойкости высокопрочной стабилизированной арматуры от микроструктуры стали после механотермической обработки. Journal of Siberian Federal University. Engineering & Technologies.
3. В. М. Бондаренко, Д. Г. Суворкин. Железобетонные и каменные конструкции - Москва – 351 с.

**Анализ различных способов армирования монолитных
железобетонных дисков перекрытий в зоне опирания
на колонны**

Козловский Е.А.

(Научный руководитель – Пецольд Т.М.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Введение

В настоящее время большое количество жилых и общественных зданий в нашей республике возводится из монолитного железобетона. Эта технология имеет некоторые особенности связанные с конструированием несущих узлов и элементов. Особенно остро стоит здесь проблема с расчетом и конструирование стыка монолитного диска перекрытия и колонны.

Конструкция безбалочных перекрытий была запатентована в США в 1902 году. Первое здание в России с такими перекрытиями было построено в Москве в 1908 году, под руководством профессора А.Ф. Лолейта.

Основные принципы конструирования перекрытий с капителями были сформулированы ещё до 50-х годов XX века. Среди множества предложений наиболее интересным можно назвать так называемый «КУБ» (каркас унифицированный безбалочный), разработанный коллективом инженеров НИИЖБ в Москве. Однако ни одна из разработок не вышла в массовую серию. В СССР без балочные перекрытия массово применялись только на строительстве промзданий. При этом использовалась сборно-монолитная технология возведения.

В настоящей работе произведено исследование различных вариантов армирования монолитного диска перекрытия в зоне их опирания на колонны.

Классификация распределительных систем

Распределительные системы можно классифицировать по следующим признакам:

- Согласно применяемым материалам – с применением жёсткой арматуры и без неё.
- Согласно схеме армирования – направленные и ненаправленные.
- По схеме расположения дополнительной поперечной арматуры – с дополнительным поперечным армированием в радиальном направлении и дополнительным балочным армированием.

Основные виды распределительных систем

- Элементы с жёсткой арматурой в виде прокатных профилей. Для лучшего сцепления с бетоном к таким элементам дополнительно приваривается сетка по нижней поверхности и арматура по верхним полкам для обеспечения совместности работы прокатного профиля и бетона. Прокатный профиль никогда не следует использовать без усиления приопорной зоны продольным сеточным армированием, установленным как по верхнему, так и по нижнему поясу. Это связано с тем, что несущая способность жёсткой арматуры в разы выше, чем тот же показатель регулярного армирования плиты с учётом работы бетона. Большие перепады несущей способности в приопорной зоне крайне не желательны и могут привести к потере сплошности плиты вследствие среза по контуру прокатного профиля (табл. 1, поз. 2).

- Единичные или сгруппированные вертикальные стержни, (табл. 1, поз. 1, 3, 4) очень удобны при монтаже и экономичны (за исключение варианта отдельных стержней), не требуют дополнительного усиления приопорной зоны, тем самым существенно снижая материалоемкость стыка. Однако в этих вариантах присутствуют заводские сварные соединения, что приводит к их удорожанию. Существует еще один нюанс: согласно СНБ 5.03.01-02 загиб арматуры допускается в стержнях $\varnothing \leq 12$, что ведет к ограничению использования сортамента арматуры для вариантов армирования «змейками» и отдельными стержнями.

- Хомуты. Довольно материалоемкий вариант, не очень удобный при монтаже. Так же имеет ограничение по использованию сортамента арматуры до $\varnothing \leq 12$ (табл. 1, поз. 5).

- Плоские каркасы. Очень экономичный вариант, особенно если их располагать в радиальном направлении, с учетом зон продавливания, однако здесь присутствуют сварные соединения (табл. 1, поз. 5).

• Пространственные каркасы. Обладают теми же недостатками и достоинствами, что и плоские, однако более удобны при монтаже (табл. 1, поз. 7).

Был выполнен расчет и конструирование шести вариантов узлов опирания диска перекрытия на колонну монолитного железобетонного безбалочного безкапительного перекрытия.

I прямоугольная колонна среднего ряда

Бетона класса $C^{20}/_{25}$, арматура класса S400, $V_{sd} = 400$ кН, $h_{\text{плиты}} = 220$ мм, $a_{\text{колонны}} = 400$ мм, $b_{\text{колонны}} = 400$ мм.

II круглая колонна среднего ряда

Бетона класса $C^{20}/_{25}$, арматура класса S500, $V_{sd} = 350$ кН, $h_{\text{плиты}} = 200$ мм, $D_{\text{колонны}} = 400$ мм.

III прямоугольная колонна крайнего ряда

Бетона класса $C^{30}/_{37}$, арматура класса S500, $V_{sd} = 350$ кН, $h_{\text{плиты}} = 220$ мм, $a_{\text{колонны}} = 400$ мм, $b_{\text{колонны}} = 600$ мм.

IV прямоугольная колонна угловая

Бетона класса $C^{35}/_{45}$, арматура класса S400, $V_{sd} = 450$ кН, $h_{\text{плиты}} = 230$ мм, $a_{\text{колонны}} = 400$ мм, $b_{\text{колонны}} = 600$ мм.

V круглая колонна крайнего ряда

Бетона класса $C^{40}/_{50}$, арматура класса S500, $V_{sd} = 250$ кН, $h_{\text{плиты}} = 200$ мм, $D_{\text{колонны}} = 400$ мм.

VI круглая колонна угловая

Бетона класса $C^{45}/_{55}$, арматура класса S500, $V_{sd} = 170$ кН, $h_{\text{плиты}} = 200$ мм, $D_{\text{колонны}} = 350$ мм.

Варианты армирования были приняты следующие: гнутые стержни – «змейки» (табл. 1, поз. 1), жёсткая арматура – швеллера (табл. 1, поз. 2), стержни с высаженными головками (табл. 1, поз. 3), отдельные стержни (табл. 1, поз. 4), хомуты (табл. 1, поз. 5), плоские каркасы (табл. 1, поз. 6), и пространственные каркасы (табл. 1, поз. 7).

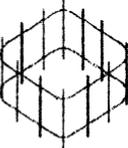
Расчеты и конструирование были выполнены согласно СНБ 5.03.01-02.

Был произведен сравнительный анализ расхода арматуры на каждый из вариантов армирования при их одинаковой несущей способности. Учитывался только расход арматуры распределительных систем. Расход продольного армирования усиления места стыка не учитывался.

Результаты этого анализа представлены в таблице 1. Для сравнения принят расход арматуры при армировании гнутыми стержнями – «змейками».

Таблица 1

Результаты анализа

Поз.	Распределительная система	Доля расхода арматуры при расчете №:						Σ/n
		I	II	III	IV	V	VI	
1		1	1	1	1	1	1	1
2		2,15	1,26	1,92	4,61	1,32	3,94	2,53
3		0,63	0,77	0,62	0,72	0,72	0,7	0,69
4		1,41	1,2	1,27	1,34	1,08	1,74	1,34
5		3,35	1,47	2,56	5,21	2,35	4,48	3,24
6		0,89	1,01	0,85	1,04	0,94	0,94	0,94
7		0,8	1,11	0,99	1,25	1,04	0,95	1,02

Выводы

- Самыми экономичным вариантами армирования оказались: стержни с высаженными головками (табл. 1, поз. 3), гнутые стержни – «змейки» (табл. 1, поз. 1), плоские каркасы (табл. 1, поз. 6) и пространственные каркасы (табл. 1, поз. 7)
- Самым неэкономичным вариантом оказался вариант армирования жесткой арматурой (табл. 1, поз. 2) и хомутами (табл. 1, поз. 5).
- Сравнивались различные варианты армирования узлов, лишь по расходу поперечной арматуры, без учета продольного армирования, что в случае с применением жесткой арматуры существенно увеличило бы расход металла.
- В стоимость строительства входит не только стоимость металла, а также стоимость производства изделия и их монтажа. Исходя из этой позиции стержни с высаженными головками (табл. 1, поз. 3) – менее экономичны, а установка отдельных стержней (табл. 1, поз. 4) и хомутов (табл. 1, поз. 5) усложняет монтаж, что ведет к существенному удорожанию стыка.
- Самым экономичным вариантом, с учетом всех аспектов, является вариант армирования гнутыми стержнями – «змейками» (табл. 1, поз. 1).

ЛИТЕРАТУРА

1. Национальный комплекс нормативно-технических документов в строительстве. Строительные нормы Республики Беларусь. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. Введен 01.07.03. – Минск, Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2003. – 140 с.
2. Тамкович, С.Ю. Уточнение значений индексов надежности элементов из тяжелого бетона без поперечной арматуры при местном срезе с помощью расширенного банка экспериментальных данных / С.Ю. Тамкович // Вопросы внедрения норм проектирования и стандартов Европейского союза в области строительства / БНТУ; – Минск: БНТУ, 2012. – ч. 1. – с. 117–129.
3. Тур В.В., Кондрагчик А.А. Расчёт железобетонных конструкций при действии перерезывающих сил: монография. - Брест: изд. БГТУ, 2000. – 400 с.: ил.

4. Ивянский А.М. Железобетонные конструкции: учеб. для вузов / Ивянский А.М. – М.: Государственное издательство сельскохозяйственной литературы, журналов и плакатов, 1961. – 400 с.: ил., табл. + прил.
5. Мурашев В.И. Железобетонные конструкции: Общий курс: учеб. для вузов по спец. «Промышленное и гражданское строительство» / Мурашев В.И., Сигалов Э.Е., Байков В.Н.; под ред. П.Л. Пастернака – М.: Госстройиздат, 1962. – 659 с.: ил.
6. Руководство по расчёту статически неопределимых железобетонных конструкций с безбалочными перекрытиями, – М., Стройиздат 1975, –32 с.
7. Руководство по проектированию железобетонных конструкций с безбалочными перекрытиями, – М.: Стройиздат 1979, – 54 с.
8. Залесов А.С. Расчёт прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил и кручении// Бетон и железобетон. – 1976, №6 – с. 22-24
9. Залесов А.С., Климов Ю.А. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил. Киев, Будевельник, 1989. – 104 с.
10. Строительные нормы и правила. Бетонные и железобетонные конструкции: СНиП 2.03.01-84*. Введен 01.01.1986. – М., Госстрой СССР, 1986. – 80 с.
11. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций их тяжёлых и лёгких бетонов без предварительного напряжения (к СНиП 2.03.01 - 84). М.: Госстрой СССР – 1989. – 312 с.
12. Бондаренко В.М., Бакиров Р.О., Назаренко В.Г., Римшин В.И. Железобетонные и каменные конструкции: учеб. для строит. спец. Вузов. – 3-е изд., исправл. – М.: Высш. шк., 2004. – 876 с.: ил.

Безраскосные фермы покрытия

Лебедев К.Г.

(Научный руководитель – Зверев В.Ф.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

При больших пролетах использование двускатных балок становится не всегда рациональным, поэтому выходом из этой ситуации стало использование железобетонных стропильных ферм.

Железобетонные фермы используются при пролетах 18,24 и 30 метров и в основном применяются в качестве стропильных конструкций производственных зданий. Среди большого разнообразия ферм (сегментные, полигональные, арочные и др. фермы с треугольной решеткой) наибольшее признание получили безраскосные фермы.

Безраскосные фермы выгодно отличаются распределением усилий, простотой армирования и конструкцией опалубки, более экономичны по расходу материалов и более удобны для размещения технологических коммуникаций в межферменном пространстве. Поэтому их часто применяют для покрытий зданий как со скатной, так и малоуклонной или плоской кровлей.

Безраскосные фермы для покрытий одноэтажных производственных зданий проектируют с криволинейным (сегментным) или полигональным очертанием верхнего пояса; для многоэтажных зданий применяют безраскосные фермы с параллельными поясами (в качестве ригелей перекрытий зданий с межферменными этажами). Наиболее благоприятным по статической работе является криволинейное (круговое) очертание верхнего пояса. Благодаря эксцентриситету продольной силы в данном поясе возникает изгибающий момент, обратный по знаку моменту от внеузлового нагружения, что влияет на снижение изгибающих моментов в стойках. Кроме того использование криволинейного пояса позволяет значительно упростить их изготовление, улучшаются условия монтажа плит покрытия и устройство кровли.

Панели верхнего пояса ферм, за исключение арочных раскосных, имеют длину 3 м, чтобы нагрузка от плит покрытия передавалась в узлы ферм. Как известно, в данном случае не возникает местного изгиба верхнего пояса фермы.

Высота ферм в коньке принимается равной $1/6 - 1/8$ пролета. Ширина сечений всех элементов принимается одинаковой и равной 240–280 мм, что вполне достаточно для опирания плит покрытия пролетом 6–12 метров. Высота поперечного сечения верхнего и нижнего поясов h_1 обычно принимается одинаковой и равной 200...300 мм, а высота поперечного сечения стоек h_2 назначается из условия $h_2/h_1 = 0,7...0,8$.

Изменение соотношения между жесткостями элементов безраскосных ферм ведет к изменению распределения моментов. Так, увеличение сечения верхнего пояса приводит к росту моментов в нем и снижению моментов в нижнем поясе и стойках. Хотя такое уменьшение желательно по условиям обеспечения трещиностойкости нижнего пояса, все же оно ведет к перерасходу материалов в целом. Поэтому пояса ферм проектируются одинаковой высоты. Рекомендуемое соотношение между жесткостями поясов и стоек 1:1:0,8. Примыкание стоек к поясам обычно выполняется в виде уширений (“вугтов”) с соотношением сторон 1:3 или 1:5. Это делается для увеличения трещиностойкости, снижения концентрации напряжений и уменьшения площади сечения арматуры стоек.

Безраскосные фермы обычно готовятся цельными из бетона классов $C^{25}/_{30} - C^{50}/_{60}$. Верхний пояс, раскосы и стойки решетки армируют сварными каркасами из стержней класса S400. Напрягаемую арматуру нижнего пояса рекомендуется принимать преимущественно в виде канатов К-7 и К-19 или высокопрочной проволоки S1400. Нижний пояс ферм кроме продольной напрягаемой арматуры имеет конструктивные замкнутые хомуты в узлах через каждые 500мм. Арматуру элементов решетки объединяют в узлах с арматурой поясов ферм путем применения дополнительных сеток, состоящих из окаймляющих и поперечных стержней.

Рассматривая статический расчет безраскосных ферм следует отметить, что безраскосные фермы представляют внутренне многократно статически неопределимые системы и внешне статически определимые системы (относительно своих опорных реакций), (рисунок 1).

Определение усилий в фермах производят с учетом невыгодных для элементов решетки загрузений одной половины снегом, подвесным транспортом и коммуникациями. Особенностью таких ферм является наличие значительных изгибающих моментов и попереч-

ных сил в жестких узлах сопряжения элементов. Изгибающие моменты от внеузловой нагрузки рассчитывают как для многопролетной неразрезной балки.

Верхний пояс рассчитывают как внецентренно сжатый элемент. Внецентренно сжатыми являются также сжатые элементы решетки и стойки безраскосных ферм. Расчетная длина сжатых элементов составляет $(0,8 \dots 0,9) \cdot l$, где l – расстояние между центрами смежных закрепленных узлов.

Нижний пояс при отсутствии внеузловых нагрузок рассчитывают как центрально растянутый элемент. При внеузловой нагрузке нижний пояс рассчитывают как внецентренно растянутый элемент.

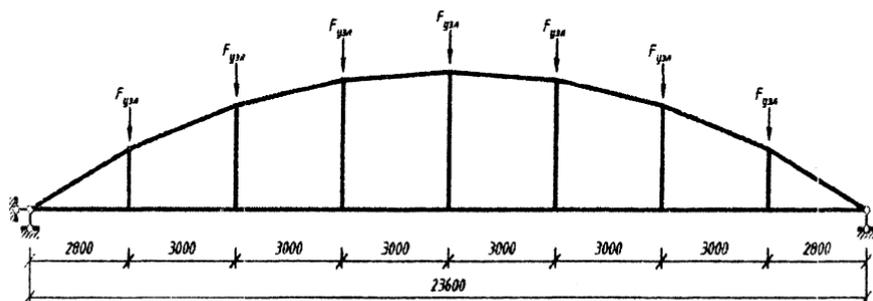


Рисунок 1. Расчетная схема

Так как фермы являются многократно статически неопределимыми конструкциями, то для определения внутренних усилий (статический расчет) в элементах фермы используются точные и приближенные методы. Для точного расчета применяют метод сил и различные программы для ЭВМ (например: метод конечных элементов, программа “Ли́ра”). Из приближенных методов наибольшее распространение получил метод, предложенный проф. Р. Залигером, который позволяет рассчитать ферму вручную. Этот способ применяется для ферм с симметричной узловой нагрузкой. Он основан на расчленении основной системы фермы фиктивными шарнирами, которые располагаются в сечениях с нулевыми значениями изгибающих моментов. Это прежде всего в сечениях, по середине длины стоек и вблизи середины панелей верхнего пояса фермы. Поперечные продольные силы и изгибающие моменты в

сечениях поясов и стоек определяют из условия равновесия половины фермы, выделенных разрезом через шарниры в стойках.

ЛИТЕРАТУРА

1. СНБ 5.03.01-02. «Бетонные и железобетонные конструкции». – Мн.: Стройтехнорм, 2003г. – 274 с.
2. Заикин А.И. Железобетонные конструкции одноэтажных промышленных зданий – Москва, АСВ, 2007.
3. Байков, В.Н. Железобетонные конструкции. Общий курс / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. – М.:Стройиздат, 1991. – 768 с.

**Результаты испытания натурального элемента
железобетонной колонны и ее модели**

Нагорекин Н.В., Яскевич М.А.

(Научный руководитель – Босовец Ф.П.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Известно, что между моделью и натурным образцом (прототипом) должны существовать законы подобия:

1. Относительные деформации в модели и прототипе должны быть равны $\epsilon_m = \epsilon_p$.

2. Коэффициент Пуассона в материалах модели и прототипа должны быть равны $\gamma_m = \gamma_p$.

3. Модель и прототип должны обладать геометрическим подобием. Коэффициент масштаба должен быть одинаков во всех направлениях $S \cdot L_m = L_p$.

4. Модель и прототип должны обладать одинаковым коэффициентом линейного температурного расширения. При проектировании и изготовлении образца модели и прототипа были соблюдены законы геометрического подобия в масштабе 1:4, но что же касается зерен песка и цемента, то подобие здесь принималось 1:1. Ранее проведенные исследования в нашей стране и за рубежом при масштабах до 1:5 показали, что масштабный фактор по песку и цементу на работе элементов не сказывается.

С целью изучения количественных и качественных отличий в работе модели и натурального образца нами были проведены экспериментальные исследования на железобетонных колоннах.

Было изготовлено и испытано на центральное сжатие 2 образца – один натуральных размеров, а другой в виде модели $\frac{1}{4}$ размера прототипа. Оба образца выполнены из бетона класса $C^{50}/_{60}$ и заармированы 8 стержнями, равномерно расположенными по периметру сечения. В качестве рабочей арматуры натурального образца использованы стержни $\varnothing 40$ мм класса А-III, а в модели – $\varnothing 10$ А-III. Поперечное и косвенное армирование было выполнено из стержней $\varnothing 14$ А-III и $\varnothing 3,5$ Вр-I соответственно. Конструкция образца показана на рисунке 1.

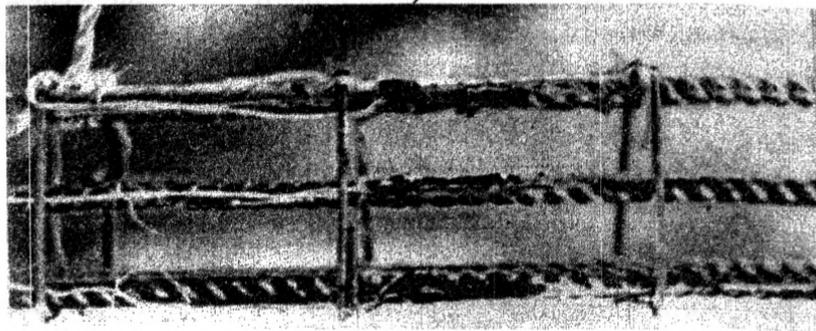
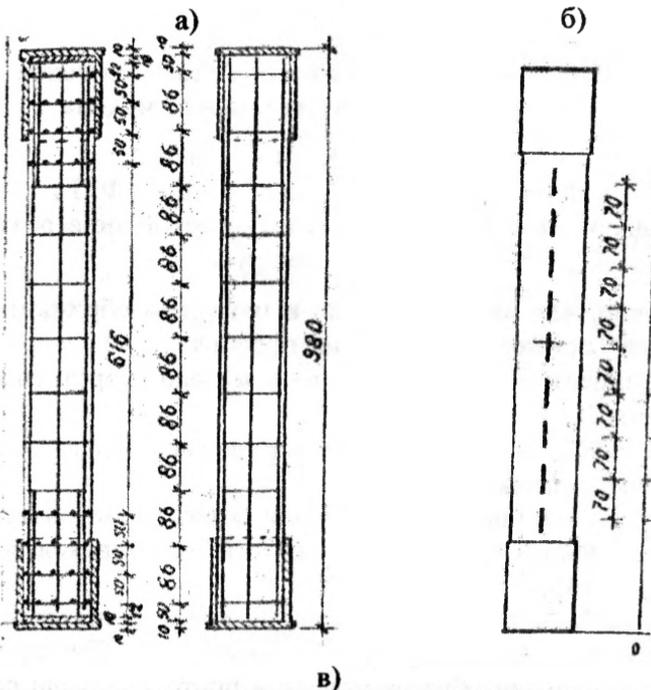
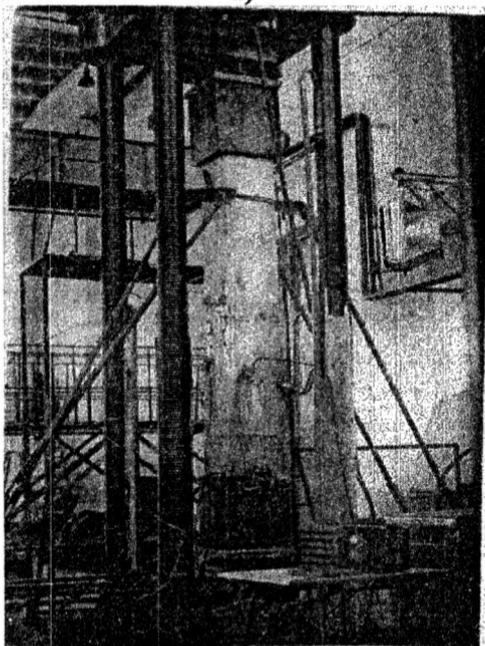


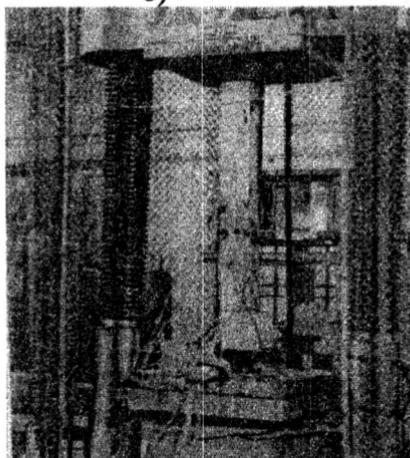
Рисунок 1. Конструкция модели колонны (а), общий вид модели с расположением измерительных приборов (б), наклейка тензорезисторов на арматуру (в)

При изготовлении образцов одновременно бетонировались контрольные кубы с ребром 100 мм и призмы размером 100×100×400 мм, по которым устанавливались физико-механические свойства бетона. Испытания проводились на прессе ИПС1000 и 2ПГ-500 по общепринятой методике для центрально-сжатых элементов (рисунок 2).

а)



б)



в)

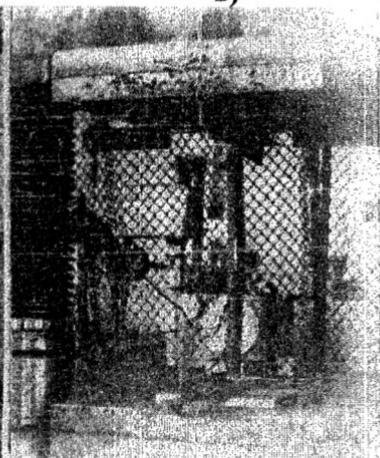


Рисунок 2. Подготовка натурального образца к испытанию ИПС1000 (а) и испытание модели колонны на гидравлическом прессе 2ПГ-500 (б), испытание арматуры на сжатие (в)

Физико-механические характеристики арматурной стали Ø40 и 10 мм класса А-III определялись испытанием ее как на растяжение, так и на сжатие. Опыты показали, что предел текучести (σ_{yk}) для стержней Ø10 А-III составил 427 МПа, а для Ø40 мм А-III – $\sigma_{yk}=405$ МПа. Здесь уже появились первые количественные различия. При увеличении диаметра стержня предел текучести стали уменьшается. Такое явление было раньше замечено в исследованиях Рискинда Б.Я. и Шарниковой Г.И. [1].

При испытании железобетонных образцов нагружение производилось этапами, составляющими, примерно, 10% разрушающей нагрузки с выдержкой на каждой ступени в течение 5 мин. Деформации на бетонной поверхности образцов замерялись тензорезисторами с базой 50 мм и индикаторами с ценой деления 0,001 мм на базе 360 мм. Образцы центрировались и нагружались по физической оси. Характеристики опытных элементов и величины разрушающих нагрузок, полученные из опыта, представлены в таблице 1.

Таблица 1

Результаты испытания образцов

Вид образца	Сечение в мм	Армирование	Призмная прочность, МПа	Предел текучести, σ_{yk} , МПа	N_{Rd}^{on}	$N_{Rd}^{теор}$	$\frac{N_{Rd}^{on}}{N_{Rd}^{теор}}$
натурный	390×400	8Ø40 АIII	43,2	405	9300	10089	0,92
модель	100×100	8Ø10 АIII	43,2	427	720	509,5	1,41

Относительные деформации продольного сжатия и поперечного растяжения контрольных образцов показаны на рисунке 3.

Анализируя графики деформаций следует отметить, что более высокой деформативностью отличалась модель.

Отношение опытного значения разрушающей нагрузки к соответствующему теоретическому для натурального образца составило величину, равную 0,92, а для модели – 1,41.

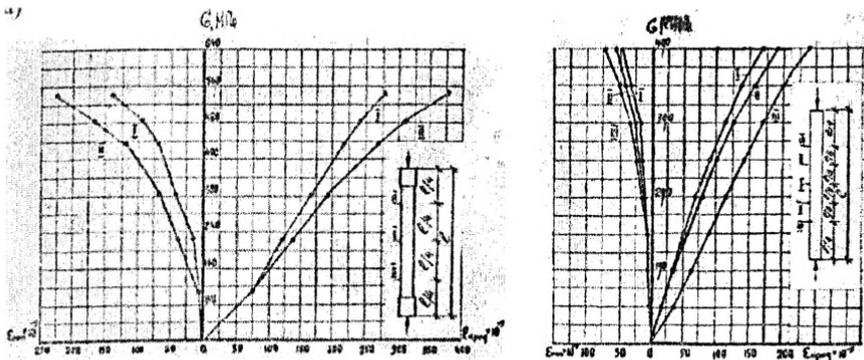


Рисунок 3. Диаграммы испытаний $\sigma_s - \epsilon$ для модели (а) и натурального образца (б)

Таким образом, полученный комплекс сведений по материалам испытания образцов позволили сделать основной вывод: по характеру работы от начала загрузки и до разрушения, как модель, так и ее прототип, обладали одинаковой качественной картиной, но в количественном отношении наблюдались некоторые различия, с которыми следует считаться:

1. Неоднородность бетона по высоте сечения в натуральных образцах значительно выше, чем в моделях.
2. Арматурная сталь малых диаметров имеет предел текучести на 6-7% выше, чем сталь крупных диаметров.
3. С уменьшением размеров железобетонного образца быстропротекающая ползучесть увеличивается, что, видимо, является причиной более высокой относительной предельной сжимаемости бетона в моделях.
4. Относительная прочность моделей выше, чем в натуральных элементах.

ЛИТЕРАТУРА

1. Рискинд Б.Я., Шарникова Г.И. Работа стержневой арматуры на сжатие – Бетон и железобетон, 1974, №10,
2. Прис Б.В., Дэвис Д.Д. Моделирование железобетонных конструкций. Перевод с английского, Минск, 1974.
3. Питлюк Д.А. Моделирование при расчете зданий и сооружений – Строительство и архитектура, Ленинград, 1963, №8.

**Сопоставление результатов расчета трещиностойкости
железобетонных конструкций
по СНБ 5.03.01-02 и ТКП EN 1992-1-1**

Нестерёнок Т.М.

(Научный руководитель – Шилов А.Е.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

На сегодняшний день на территории РБ действуют два нормативных документа: СНБ 5.03.01-02 [1] и Белорусская редакция EN 1992-1-1 «Еврокод–2. Проектирование железобетонных конструкций» [2], которая была введена в действие с 01.01.2010 г.

Необходимость внедрения европейских норм в качестве национальных документов в практику строительства Республики Беларусь обусловлена стоящей перед отраслью задачей повышения качества возводимых зданий и сооружений, производимых материалов и конструкций.

Самым сложным во внедрении европейских норм является гармонизация методик расчета при проектировании различных конструкций в сравнении с ранее действующими.

В моей работе сделана попытка сопоставления расчета трещиностойкости железобетонных конструкций на примере стропильной балки по методикам, предложенным СНБ 5.03.01-02 и EN 1992-1-1, выявление их особенностей и различий.

В самом начале расчета мы наблюдаем некоторые различия в определении допустимых значений ширины раскрытия трещин w_{lim} .

В ТКП EN 1992-1-1, следуя п.7.3.1, данные значения указаны в таблице 7.1N.

В СНБ 5.03.01-02, согласно п. 5.5.1.7, эти значения предложены в таблице 5.1.

При сравнении можно отметить, что СНБ 5.03.01-02 предъявляет более жесткие требования по ограничению трещин ЖБК. В частности, для агрессивных сред трещины вообще не допускаются. Нормы ТКП EN 1992-1-1, в данном случае, допускают декомпрессию.

Рекомендуемые значения w_{max}

Класс эксплуатации	Железобетонные элементы и предварительно напряженные элементы с напрягающими элементами, не имеющими сцепления с бетоном	Предварительно напряженные элементы с напрягающими элементами, имеющими сцепление с бетоном
	Практически постоянное сочетание нагрузок	Частое сочетание нагрузок
X0, XC1	0,4 ¹⁾	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²⁾
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Декомпрессия

Таблица 5.1

Предельно допустимые значения ширины раскрытия трещин w_{lim}

Класс по условиям эксплуатации	Железобетонные элементы	Предварительно напряженные элементы
	Практически постоянное сочетание нагрузок по приложению А	Частое сочетание нагрузок по приложению А
X0, XC1	0,4	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2*
XA1, XA2, XD1, XD2	По СНиП 2.03.11	Не допускается

Методика расчета ширины раскрытия трещин по СНБ 5.03.01-02

Общие положения

8.2.1.1 Расчет по раскрытию трещин следует производить из условия

$$w_k \leq w_{lim},$$

8.2.1.7 Расчетную ширину раскрытия трещин w_k , нормальных к продольной оси, следует определять по формуле

$$w_k = \beta \cdot s_{rm} \cdot \varepsilon_{sm}, \quad (8.6)$$

где s_{rm} – среднее расстояние между трещинами; ε_{sm} – средние относительные деформации арматуры, определяемые при соответ-

вующем сочетании нагрузок; β – коэффициент, учитывающий отношение расчетной ширины раскрытия трещин к средней, значение коэффициента β см. п.8.2.1.8

8.2.1.9 Среднее расстояние s_{rm} между трещинами, мм, нормальными к продольной оси, в изгибаемых и растянутых элементах следует определять по формуле

$$s_{rm} = 50 + 0,25k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\varnothing}{\rho_{eff}}, \quad (8.7)$$

где ρ_{eff} – эффективный коэффициент армирования, определяемый для железобетонных элементов по формуле $\rho_{eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$, здесь A_s – площадь сечения арматуры, заключенной внутри эффективной площади растянутой зоны сечения $A_{c,eff}$; $A_{c,eff}$ – эффективная площадь растянутой зоны сечения.

8.2.1.10 Значение средней относительной деформации растянутой арматуры ε_{sm} следует определять по формуле

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_s \cdot \psi_s, \quad (8.9)$$

где ε_s – относительная деформация растянутой арматуры в сечении с трещиной, ψ_s – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения относительных деформаций растянутой арматуры на участках между трещинами,

$$\psi_s = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2, \quad (8.10)$$

В формуле (8.10) вместо отношения σ_{sr}/σ_s допускается принимать:

— при осевом растяжении — N_{cr}/N_{sd} ;

— при изгибе — M_{cr}/M_{sd} .

Усилия трещинообразования допускается определять, как для бетонного сечения по формулам:

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot W_c,$$

$$N_{cr} = f_{ctm} \cdot A_c,$$

где f_{ctm} – средняя прочность бетона при растяжении, принимаемая по таблице 6.1.

Расчетное продольное усилие N_{Sd} и изгибающий момент M_{Sd} следует определять для соответствующего сочетания нагрузок при $\gamma_F = 1,0$.

Для элементов, трещинообразование которых вызвано действием только вынужденных деформаций, в формуле (8.10) допускается принимать $\sigma_s = \sigma_{sr}$.

Методика расчета ширины раскрытия трещин по ТКП EN 1992-1-1

7.3.4 Расчет ширины раскрытия трещин

(1) Ширина раскрытия трещин w_k определяется по формуле

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}), \quad (7.8)$$

где $s_{r,max}$ – максимальное расстояние между трещинами; ϵ_{sm} – средние относительные деформации арматуры при определяющем сочетании воздействий, включая влияние вынужденных деформаций и учитывая работу бетона на растяжение; ϵ_{cm} – средняя относительная деформация бетона между трещинами.

(2) Значение $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ определяется по формуле

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad (7.9)$$

где σ_s – напряжение в растянутой арматуре сечения с трещиной.

α_e – отношение E_s/E_{cm} ;

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s + \xi_1^2 A'_p}{A_{c,eff}}, \quad (7.10)$$

здесь A'_p и $A_{c,eff}$ – определены в 7.3.2 (3) [2]; ξ_1 – определяется по формуле (7.5); k_t – коэффициент, зависящий от длительности действия нагрузки:

(3) В случаях, когда арматура, имеющая сцепление с бетоном, расположена сосредоточенно в центрах в растянутой зоне (расстояния не более $5(c + \varnothing/2)$), максимальное окончательное расстояние между трещинами может быть рассчитано по формуле (7.11) (рисунок 7.2 [2]);

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \varnothing / \rho_{p,eff}, \quad (7.11)$$

где \varnothing – диаметр стержня; c – защитный слой бетона для продольной арматуры; k_1 – коэффициент, учитывающий свойства сцепления ар-

матуры; k_2 – коэффициент, учитывающий распределения относительных деформаций:

Примечание. Значения коэффициентов k_3 и k_4 могут быть указаны в национальном приложении. Рекомендуемые значения равны 3,4 и 0,425 соответственно.

В связи с этим в качестве частного (локального) расчета ширины раскрытия трещин рассмотрим предварительно напряженную балку покрытия. Данный расчет произведен в рамках курсового проекта.

Исходные данные, использовавшиеся при расчете:

1. Класс среды по условиям эксплуатации ХС2.
2. Бетон класса $C^{30}/_{37}$.
3. Геометрические размеры сечения см. рисунок 1.
4. Площадь напрягаемой арматуры $5\varnothing 25$ S800 $A_p=2454$ мм².

Расчетное сечение Эквивалентное сечение

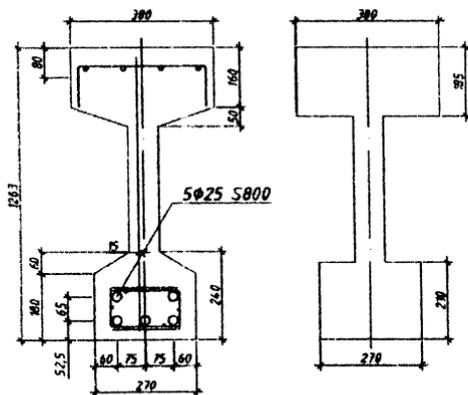


Рисунок 1. Геометрические размеры сечения балки

В результате расчета ширины раскрытия трещин по каждому из нормативных документов получаем:

- $w_k=0.0922$ мм $< w_{lim}=0.2$ мм, согласно СНБ 5.03.01-02.
- $w_k=0.18897$ мм $< w_{max}=0.2$ мм, согласно ТКП EN 1992-1-1.

Заметим, что требования норм [2] по определению ширины раскрытия трещин оказались более жесткими, в результате, чего, расчетная ширина раскрытия трещин получается больше чем по [1].

Вывод

В результате анализа положений норм [1], [2] по расчету трещиностойкости ЖБК, были выявлены следующие различия:

1. Коэффициент β учитывает эффект ужесточения работы ПН ЖБК с трещиной в расчете [1], тогда как в [2] мы учитываем, средние относительные деформации бетона ϵ_{cm} .

2. Определение расстояний между трещинами $s_{r,max}$ и s_{rm} .

3. Определение эффективного коэффициента армирования ρ_{eff} .

Таким образом, подход к определению ширины раскрытия трещин в нормативных документах различен только в построении формул, так как принцип расчета мало чем отличим, однако более жесткий контроль предусмотрен в ТКП EN 1992-1-1.

ЛИТЕРАТУРА

1. СНБ 5.03.01-02 Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. – Минск, МАиС РБ, 2003.
2. ТКП EN 1992-1-1 Проектирование железобетонных конструкций. – Минск, МАиС РБ, 2009.

Влияние влажности на свойства стеклопластиковой арматуры

Новик А.Н., Половинко А.С.

(Научный руководитель – Хотько А.А.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

В современной мировой практике композитная неметаллическая арматура находит все большее применение наряду с традиционной металлической. Несмотря на то, что в строительстве этот вид арматуры известен еще с конца 60-х годов XX-го века, композитная арматура – относительно новый вид строительных материалов на рынке Республики Беларусь. [1]

За последние десятилетия неметаллическая арматура, как строительный материал, претерпела значительные изменения не только в плане своих физико-механических и эксплуатационных показателей, но и в технологиях изготовления и областях применения в строительстве. За это время в мире в области применения бетонных конструкций с композитной арматурой проводились научные исследования, разрабатывались новые технологии, происходила трансформация данного строительного материала в совершенно новый высококачественный продукт.[2] Революционные технологии позволили создать новые линейки разноплановых полимерных композитных материалов, и с начала 90-х годов XX-го века композитная арматура стала широко применяться для армирования АКП-бетонных конструкций различного назначения.

Композитная арматура является диэлектриком, немагнитна, имеет низкую теплопроводность, обладает радиопрозрачностью, поэтому применять её целесообразно, прежде всего, в тех областях и конструкциях, в которых композитная арматура имеет экономическое и конструктивное преимущество перед стальной арматурой [4].

Композитная арматура производится в виде стержней (обычно круглого сечения) со спиральной рельефностью, реже с песчаной посыпкой, практически любой длины на основе стеклянных (АСК – стеклопластиковая арматура), базальтовых (АБК – базальтопластиковая арматура) волокон, или на основе других компонентов (карбон, арамид), пропитанных химически стойким полимером.[7] Рассматриваемые стержни, как правило, состоят из силового сердечни-

ка, представляющего собой композитный материал с осевым расположением волокнистой арматуры, склеенной между собой полимерной матрицей [5].

Высокопрочное стеклянное волокно в стеклопластиковой арматуре почти полностью воспринимает воздействие растягивающих усилий. Поэтому, свойства арматуры, в известной степени, «копируют» свойства стеклянного волокна. Полимерное связующее в стеклопластиковой арматуре выполняет роль клеящей среды, объединяющей отдельные волокна в монолитный стержень и обеспечивающей совместную их работу, а также защищает волокно от механических повреждений [6].

Одним из недостатков стеклопластиковой арматуры относительно стальной арматуры является присущая стеклопластиковой арматуре капиллярная гидродеструкция. Суть этого свойства стеклопластиковой арматуры заключается в том, что происходит разрушение стеклянных волокон арматуры поверхностным натяжением воды на соединении двух сред вода-воздух. Проникание растворов агрессивных реагентов к основному рабочему материалу стеклопластиковой арматуры, т.е. к стеклянному волокну, через полимер происходит по имеющимся в нем трещинам, порам и каналам, а также за счет диффузии реагента через полимер. За период диффузии происходит заполнение его микродефектов на поверхности стеклянного волокна и наблюдается активное снижение прочности арматуры за счет расклинивающего эффекта жидкости в трещинах на поверхности стеклянного волокна. В этот период происходит химическое поражение волокна в процессе его взаимодействия с агрессивной средой [6].

В процессе изготовления и эксплуатации бетонные конструкции со стеклопластиковой арматурой могут находиться в различных температурных и влажностных условиях. Например, при изготовлении таких конструкций для сокращения сроков твердения бетонов используется пропаривание. При этом арматура подвергается совместному воздействию высоких температур и влаги.

Одним из основоположников изучения свойств и создания технологии изготовления неметаллической композитной арматуры являлся белорусский учёный Николай Прохорович Фролов, который возглавлял исследования стеклопластиковой арматуры на протяжении почти 20 лет в Институте строительства и архитектуры (ИСИА) Госстроя БССР.

Особое внимание Фроловым Н.П. уделялось изучению химической стойкости и долговечности стекловолокна и арматуры в различных агрессивных средах. Было установлено, что стеклопластиковая арматура в зависимости от температуры пара способна значительно снижать прочность. Было предложено пропаривать конструкции со стеклопластиковой арматурой при низких температурах пара, например при 60°C, при этом необходимо снижать расчетное сопротивление арматуры на 10%.

За счет повышения плотности структуры можно значительно снизить водопоглощение арматуры и, как следствие, повысить ее химическую стойкость. Соотношение связующего и стеклянных волокон значительно отличается у различных производителей. Содержание связующего в стеклопластиковой арматуре (СПА) на технологической линии регулируется плоской отжимной фильерой, которая установлена при выходе ленты из ванны со связующим. От количества связующего в значительной степени зависят прочностные характеристики арматуры и ее водопоглощение. Исследователями установлено, что при содержании связующего 19-20% СПА обладает наиболее высокой прочностью и низким водопоглощением [3].

Производимая в Беларуси и импортируемая в нашу республику композитная арматура имеет большой разброс в физико-механических характеристиках, исходных материалах (сырье) и геометрических характеристиках.

С целью определения влияния влажности на прочностные свойства композитной арматуры производства ОАО «Минпласт», г. Минск, нами были проведены сравнительные испытания стеклопластиковой арматуры на разрыв после выдерживания в нормальных условиях и в горячей воде с температурой около 60°C в течение 24 суток.

Подготовленные образцы стеклопластиковой арматуры перед испытанием погружались и выдерживались в течение 24 суток в воду, температура которой поддерживалась на уровне $60 \pm 10^\circ\text{C}$ (рисунок 1) Вторая партия арматуры находилась в естественных условиях (нормальная влажность и комнатная температура). После воздействия агрессивной среды образцы извлекались из воды и выдерживались на воздухе не менее 24 ч, после чего испытывались на прочность при разрыве (рисунок 2, рисунок 3).

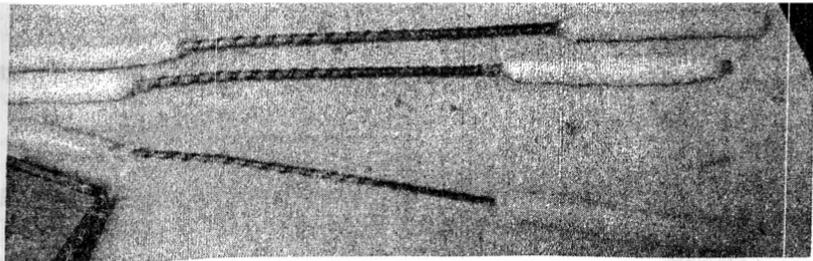


Рисунок 1. Образцы, выдержанные в воде в течение 24 суток

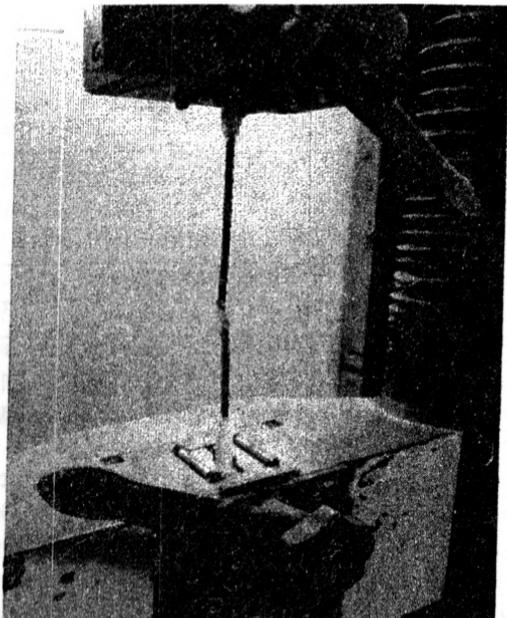


Рисунок 2. Внешний вид арматуры в процессе испытания

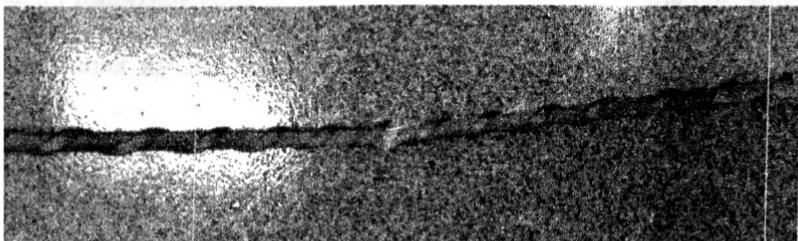


Рисунок 3. Внешний вид арматуры после испытания

Данные о результатах опыта сведены в таблицы.

Таблица 1

Образцы, выдержанные в воде в течение 24 суток

Образец	D, мм	Характер разрушения	σ_{max} в момент разрушения, МПа
1	6	В зажимах	945,4
2	6	Оплётка	1218,5
3	4	В зажимах	1087,3
4	4	В середине	1174,6

Таблица 2

Обычные образцы, не подверженные действию воды

Образец	D, мм	Характер разрушения	σ_{max} в момент разрушения, МПа
1	6	Оплётка	1176,5
2	6	В середине	1310,9
3	4	В зажимах	801,6
4	4	В зажимах	873,0

Выполненный обзор исследований позволяет сделать вывод о том, что воздействие влаги с температурой $+60^{\circ}\text{C}$ в течение 24 суток не оказывает значительно влияния на прочностные свойства стеклопластиковой арматуры производства ОАО «Минпласт», г. Минск. Кроме того, данные опыта свидетельствуют о некачественной связи оплётки с основным стержнем, особенно при больших диаметрах арматуры, что требует разработки нормативной документации, регламентирующей физико-механические свойства стеклопластиковой арматуры. Разработка такой документации позволит не только полноправно использовать стеклопластиковую арматуру, но и получать этот продукт с более качественными характеристиками.

ЛИТЕРАТУРА

1. Фролов, Н.П. Стеклопластиковая арматура и стеклопластбетонные конструкции / Н.П. Фролов. — Москва: Стройиздат, 1980. — 104с.

2. Композитная неметаллическая арматура, прошлое, настоящее и будущее // Белорусская строительная газета. – 2011. – 01.07.
3. Степанова, В.Ф. Опыт применения неметаллической арматуры в конструкциях мостов на автомобильных дорогах / В.Ф. Степанова // Ассоциация «Неметаллическая композитная арматура» [Электронный ресурс]. – 2013. – Режим доступа:
4. Николаев, Е. Применение композитных материалов в строительстве в мире. Потенциал роста в России / Е. Николаев // ООО «Гален» [Электронный ресурс] – 2011.
5. Неметаллическая арматура: опыт разработки и применения неметаллической арматуры в СССР и за рубежом // Технологической группы «ЭКИПАЖ» (Украина, Харьков) [Электронный ресурс] – 2009. – Режим доступа.
6. Хотько, А.А. Опыт и проблемы эффективного применения стеклопластиковой арматуры при армировании стеклопластбетонных конструкций / А.А. Хотько // Вопросы внедрения норм проектирования и стандартов Европейского союза в области строительства: Сб. научно-технических статей – Минск, 2012. – с. 140-147.
7. Лешкевич, О.Н. Перспективы применения композитной арматуры. / О.Н. Лешкевич // Третий международный симпозиум «Проблемы современного бетона и железобетона» – Минск, 2011.

**Температурные воздействия на отдельные элементы
монолитного каркаса здания**

Новик В.В.

(Научный руководитель – Гринев В.В.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

В настоящее время все больше и больше зданий проектируются из монолитного железобетона. В монолитном строительстве возможно возвести здание в короткие сроки и достичь любой формы и этажности. Такой каркас, в отличие от ранее применявшихся сборных каркасов, имеет ряд особенностей.

Монолитные здания и сооружения легче своих технологических предшественников на 15-20%. В таких конструкциях уменьшается толщина стен и перекрытий. Эти конструкции почти не образуют трещин из-за своей высокой жесткости каркаса. Роль опоры, как правило, выполняют колонны. Здания с полным каркасом имеют широкие возможности для планировки внутреннего пространства. Кроме того, монолитный каркас обеспечивает совместную работу всех конструктивных элементов: вертикальных несущих, плит перекрытий, фундаментных плит, свайного или грунтового основания. Правильное использование этих возможностей позволяет значительно улучшить прочностные свойства каркаса и уменьшить его материалоемкость.

Современные мощные технические платформы и программные комплексы для расчета и проектирования конструкций позволяют не только составить и исследовать подробные расчетные схемы, но и провести компьютерное моделирование процессов жизненного цикла конструкции, включая стадии возведения и эксплуатации.

Своей работой я хочу указать на необходимость учета температурных деформаций монолитного каркаса зданий и сооружений. Работы со схожей тематикой искал в реферативной базе данных Scopus. Это инструмент для отслеживания цитируемости статей, опубликованных в научных изданиях. База данных Scopus во многих странах является одним из главных источников получения наукометрических данных для проведения оценочных исследований на государственном и корпоративном уровне. По состоянию на середину 2009 года Scopus включает 38 млн записей научных публика-

ций, в том числе 19 млн записей ресурсов, опубликованных после 1996 года, со списками пристатейных библиографий. В ходе анализа оказалось, что на сегодняшний день в этой базе данных находится 2881 документ с темой «Влияние температур на бетон», 343 из которых зарегистрированы в прошлом году. Стоит отметить, что три документа зарегистрированы в Беларуси.

Расчеты моего исследования велись в программном комплексе Лира. Проектируемый каркас одноэтажного здания представляет собой безбалочное перекрытие из монолитных плит размерами 6х6 метров с ригелями и колоннами (рисунок 1).

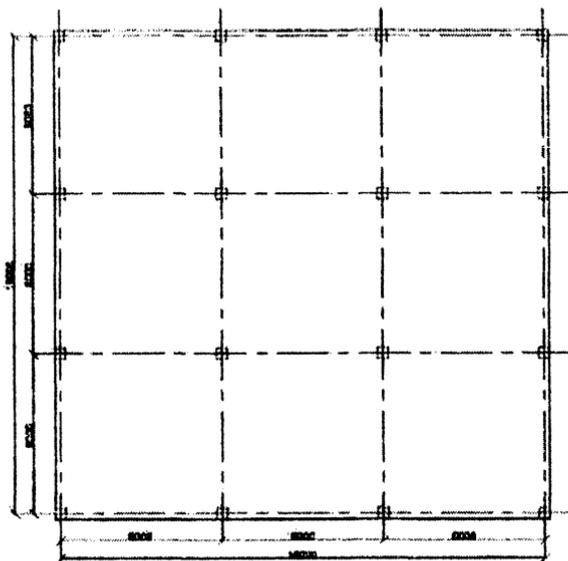


Рисунок 1. Фрагмент перекрытия

Была составлена пространственная модель фрагмента здания, в которой основная плита перекрытия моделировалась пластинчатыми элементами толщиной 200 мм, колонны – стержневыми сечением 400×400 мм. Была принята полезная нагрузка (P1) и собственный вес (P2) равными соответственно $P1 = 0.5 \text{ т/м}^2$ и $P2 = 0.55 \text{ т/м}^2$ – для плиты и $P2 = 0.44 \text{ т/м}^2$ – для монолитной колонны.

Для данного варианта в системе «Лира» была составлена расчетная схема и выполнен расчет на температурные деформации каркаса (рисунок 2).

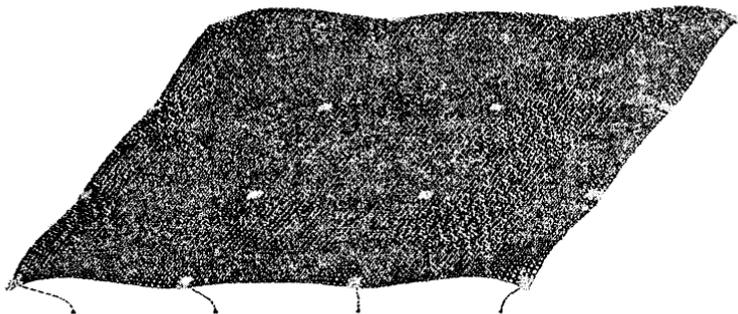


Рисунок 2. Деформированная схема каркаса

На деформированной схеме видно, как крайние конечные элементы плиты отклонились от первоначального положения. В результате температурного расширения в нормальных условиях эксплуатации эти перемещения составили 1,83 мм. Величина на первый взгляд не большая. Она вполне может компенсироваться температурным швом.

Однако такое перемещение создает в колонне сечением 400×400 мм дополнительный изгибающий момент величиной 81,9 кНм, который нельзя не учитывать в расчетах.

Выводы

В ходе проведенных исследований было изучено влияние температурных деформаций на величину изгибающего момента. Полученные результаты, позволят оптимально проектировать монолитные железобетонные перекрытия и более точно выполнять расчеты в программных комплексах, учитывать все напряжения, возникающие при их эксплуатации.

ЛИТЕРАТУРА

1. Электронные ресурсы: <https://www.scopus.com>.
2. СНиП 2.01.07-85 Нагрузки и воздействия. (Дополнения. Разд. 10. Прогобы и перемещения) / Госстрой СССР. – М., ЦТП Госстроя СССР, 1988.
3. СНБ 5.03.01-02 Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. – Минск, МАиС РБ, 2003.
4. Приложение 1 к СНБ 2.02.01-98 Пределы огнестойкости строительных конструкций. Нормы проектирования. – Мн., 2003.

Технология постнапряжения бетона

Осипчик А.В.

(Научный руководитель – Авласко Е.В.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

В последнее время в строительстве наблюдается активный рост использования конструкций постнапряженного бетона. Данная технология успешно применяется в странах Европы, США, Японии и Китае. В Беларуси она также используется, примером является здание автовокзала «Центральный» в г. Минске.

Системы постнапряжения имеют широкий диапазон применения. Они используются как в новом строительстве, так и при реконструкции, ремонте и переоборудовании существующих сооружений.

Суть технологии преднапряжения в построечных условиях заключается в том, что арматура (канат) натягивается гидравлическим оборудованием после бетонирования и набора бетоном достаточной прочности. При этом армирование конструкции производится в соответствии с полученной по статическому расчёту эпюрой моментов, рисунок 1.

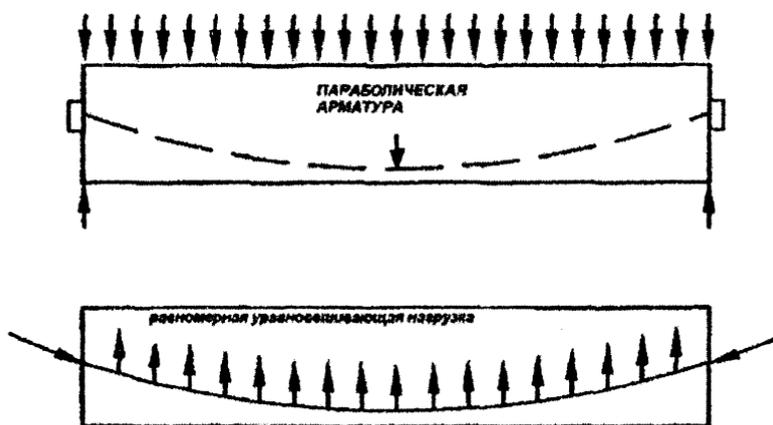


Рисунок 1. Концепция применения постнапряженного бетона

Существует два типа систем постнапряженного армирования, рисунок 2.

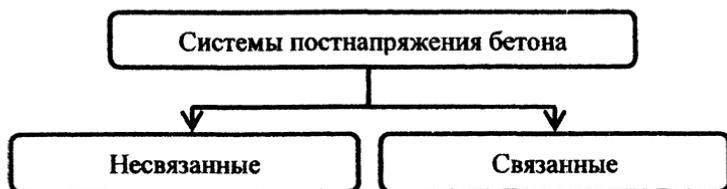


Рисунок 2. Системы постнапряженного армирования

В несвязанной системе постнапряженного армирования канаты с бетоном не находятся в прямой связи. Самые распространенные системы – типа одного каната. Они чаще всего используются для балок, плит перекрытия зданий, фундаментных плит, для многоэтажных автостоянок. Элемент системы армирования типа одного каната состоит из семи проволок, покрытых антикоррозийной смазкой и помещенных в пластиковую оболочку, рисунок 3. За счёт этого напрягаемая арматура имеет возможность свободного перемещения относительно бетона как в процессе натяжения, так и при эксплуатации конструкции.



Рисунок 3. Элемент системы армирования типа одного каната

В данной системе используются два анкера по концам, которые передают силу обжатия на конструкцию. Один из анкеров выполняет функцию пассивного анкера, второй – функцию активного. Через активный анкер выполняется натяжение каната, пассивный же анкер обеспечивает анкеровку на другом конце каната. Если элемент довольно длинный, то могут вводиться промежуточные анкера. При проектировании преднапряженных конструкций с системой преднапряжения без сцепления с бетоном следует руководствоваться

ся принципом передачи усилия не по всей длине, а только в местах анкеровки на торцах конструкции и в местах перегиба каната. Соответственно, преднапряжение должно быть принято в расчете как приложенные внешние силы [1, 2].

В связанной системе постнапряженного армирования в пластиковой или металлической оболочке расположено два или более каната, которые подвержены напряжению большими многоарматурными гидравлическими домкратами. После выполнения напряжения оболочка каната заполняется цементным раствором, который выполняет две функции: первая – обеспечение антикоррозийной защиты, вторая функция – обеспечение связи каната с основным бетоном. Главной проблемой является качество инъецирования и защиты напрягаемой арматуры от попадания воды или воздуха и, соответственно, коррозии [1]. Связанные системы армирования чаще всего используются в мостостроении, также для сильно нагруженных балок.

Использование технологии преднапряжения в построечных условиях имеет ряд преимуществ перед традиционными методами:

- большая устойчивость к воздействию вертикальных нагрузок, а соответственно и большая долговечность конструкции;
- экономия бетона и арматуры за счет уменьшения толщины элементов;
- оптимальное использование пространства;
- ускорение строительного процесса;
- экономия на фундаменте за счет уменьшения общей массы конструкции;
- более высокие эстетические качества конструкций.

ЛИТЕРАТУРА

1. Дзюба И.С., Ватин Н.И., Кузнецов В.Д. Монолитное большепролетное ребристое перекрытие с постнапряжением// Инженерно-строительный журнал. Технология и конструкции. №1. – СПб., 2008. – С. 5–12.
2. Кишиневская Е.В., Ватин Н.И., Кузнецов В.Д. Перспективы применения нанобетона в монолитных большепролетных ребристых перекрытиях с постнапряжением// Инженерно-строительный журнал. Технология и конструкции. №2. – СПб., 2009. – С. 54–58.

Ведение дисциплины «Железобетонные и каменные конструкции» в отдельных вузах постсоветского пространства

Потерухина Д.С.

(Научный руководитель – Гринев В.В.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

В работе проведен анализ занятий по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» в отдельных странах. За основу принят материал с интернет сайтов соответственно десяти вузов.

Для студентов, будущих инженеров-строителей так и для педагогов-инженеров, большое значение среди специальных дисциплин, имеет прохождение курса «Железобетонные и каменные конструкции». Для изучения курса требуется знания: математики, физики, механики (теоретической, технической и механики грунтов), строительных материалов, сопротивления материалов.

Дисциплина «Железобетонные и каменные конструкции» поможет будущему специалисту:

1. уметь выполнять и читать чертежи зданий, сооружений, конструкций, конструкторскую документацию;
2. даст знание нормативной базы в области архитектуры, принципов проектирования зданий, сооружений, инженерных систем и оборудования;
3. поможет в овладении технологией проектирования зданий и конструкций в соответствии с техническим заданием с использованием стандартных прикладных расчетных и графических программных пакетов;
4. знание основ предварительного технико-экономического обоснования проектных расчетов, разработки проектной и рабочей технической документации, контролирование соответствия разрабатываемых проектов и технической документации зданию, стандартам, техническим условиям и другим нормативным документам;
5. владением технологией строительного производства, производства строительных материалов, изделий и конструкций;
6. разбираться в принципах работы строительных конструкций, использовать информацию полученную из технической документации, понимать сущность и значение информации.

В различных университетах постсоветского пространства (Бела-

руси, России, Украины, Казахстана) уделяют этой дисциплине различное количество часов для её изучения. Так, например, в Липецком государственном техническом университете (Российская Федерация) начинают изучение дисциплины с 3 по 4 курсы (6-7 семестры), и отводиться на дисциплину 216 часов. В Казанском государственном архитектурно-строительном университете изучают дисциплину весь 4 курс, и отводиться на дисциплину 240 часов.

В Киевском национальном университете строительства и архитектуры изучают дисциплину весь 4 курс (7-8 семестры), и отводиться на дисциплину 104 часов за 8 семестр. В Полтавском национальном техническом университете имени Ю. Кондратюка изучают дисциплину весь 4 курс, и отводиться на дисциплину 130 часов, только за 8 семестр. В Белорусском национальном техническом университете начинают изучение дисциплины с 3 по 4 курсы (6-8 семестры), и отводиться на дисциплину 198 часов.

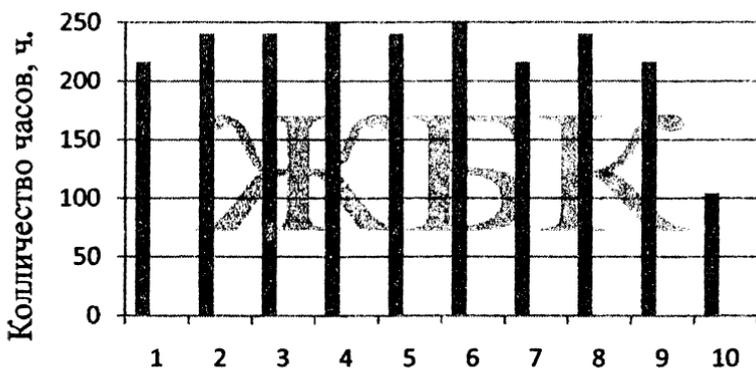


Диаграмма 1 Количество часов на дисциплину "Железобетонные и каменные конструкции» в различных университетах

1. Белорусский национальный технический университет. 2. Дагестанский государственный технический университет. 3. Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет. 4. Воронежский государственный архитектурно-строительный университет. 5. Кузбасский государственный технический университет. 6. Национальный минерально-сырьевой университет "Горный" Санкт-Петербург. 7. Липецкий государственный технический университет. 8. Казанский государственный архитектурно-строительный университет. 9. Ростовский государственный строительный университет. 10. Киевский национальный университет строительства и архитектуры.

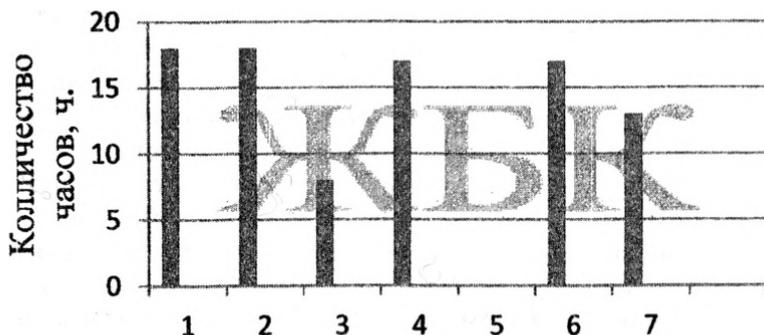


Диаграмма 2. Количество часов отводимое на лабораторные занятия по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции»

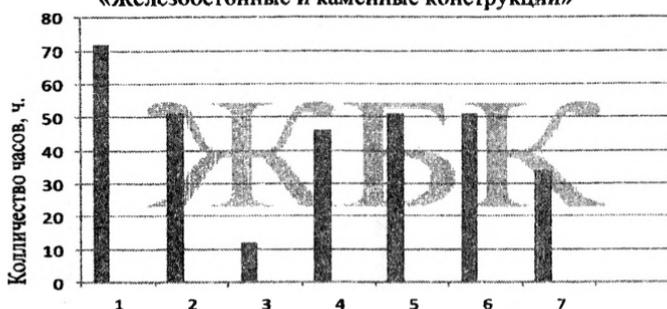


Диаграмма 3. Количество часов отводимое на практические занятия по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции»

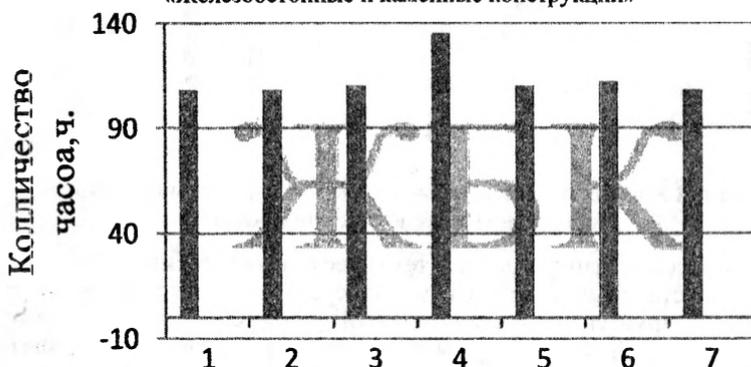


Диаграмма 4. Количество часов отводимое на лекционные занятия по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции»

Как видно из диаграмм на курс «Железобетонные и каменные конструкции» выделяется схожее количество часов во всех рассмотренных вузах.

**Перспективы применения литракона в строительстве
как альтернативного вида стенового ограждения**

Расанец М. А., Петрусевич В. А.

(Научный руководитель – Шилов А.Е.)

Белорусский национальный технический университет,

Минск, Беларусь

Бетон – это основа современного зодчества, ни одному зданию в процессе возведения не удается обойтись без его использования. Он надежен и прочен, устойчив, водонепроницаем и морозостоек. И очень часто именно бетон становится символом безликости и бездушности.

Казалось бы, что может быть нового и интересного в этом сером и унылом искусственном каменном строительном материале, который получается в результате формования и затвердевания рационально подобранной и уплотненной смеси, состоящей из цемента, песка, щебня и воды.

Вряд ли кому-то может прийти в голову мысль назвать привычный и хорошо знакомый всем бетон красивым. Бетон всегда казался таким венцом монолитной солидности и внешней неприступности, но все в прошлом. Этим и отличается наш 21 век, когда рушатся многие представления о привычных вещах. Так случилось и с бетоном, который, оказывается, может быть полупрозрачным.

«Прозрачный бетон» – композитный материал, способный пропускать свет, но при этом обладающий свойствами обычного бетона. Это удивительный и просто потрясающий специальный строительный материал, который является достойной альтернативой серому традиционному обычному бетону. Этот бетон действительно отличается прозрачностью, благодаря чему он пропускает световые лучи и за таким бетоном отлично видны очертания предметов и силуэты людей. Светопроводящий эффект заключается в использовании специальных оптических волокон самой разной толщины, именно благодаря этим волокнам и появляется уникальный прозрачный эффект.

История создания

Идея принадлежит венгерскому архитектору Арону Лосконши. Он назвал своё изобретение LiTraCon и открыл одноимённую компанию, которая занимается производством и дальнейшими разработками в этом направлении.

Ёмкое название LiTraCon произошло от light transmitting concrete, что в точности переводится как светопроводящий бетон.

Новый материал прошел функциональные испытания в Техническом университете Будапешта и с успехом начал свое движение по выставкам, получая различные награды и призы. Прочность Litrasona остается такой же, как и у обычного бетона, так как процент содержания оптоволокна очень мал, не больше 5 % и никак не влияет на характеристики прочности материала, а при этом внутренняя и внешняя структура бетона остается однородной. «Точки» стекловолокна могут располагаться как в строгом порядке, так и быть хаотично разбросаны по поверхности, а могут и образовывать контуры каких-либо изображений. Теоретически стены, построенные из светопроницаемого бетона, могут достигать в толщину 20 метров без потери светопроводимости.

Арон Лосконши организовал производство светопроводящего бетона в промышленных масштабах, филиалы компании действуют в Венгрии и Германии, а сам архитектор читает лекции о возможностях применения прозрачного бетона в строительстве и отделке зданий во всех частях света. С 2007 года налажено производство светопроводящего бетона Lucem, который находит свое применение в оформлении дизайна эксклюзивного интерьера, медицинских учреждений, наружных стен и фасадов зданий. Выпускаются бетонные блоки различных оттенков и размеров, в том числе и изогнутой формы. В настоящее время производством уникального материала занимаются и в России.

Перспективы применения литтракона в строительстве

Несмотря на свою уникальность, строительство из этого материала вряд ли в ближайшее время станет массовым, поскольку стоимость его чрезвычайно высока. Но при возведении элитного жилья прозрачный бетон имеет отличные перспективы: такие конструкции никогда не останутся незамеченными, будут очень эф-

фектными и обязательно станут предметом гордости хозяев, так как комбинация светопроводящих свойств и добротности, надежности является одним из показателей респектабельности владельца.

В США прозрачный бетон признан оптимальным материалом для строительства ограждений правительственных зданий. В Японии и Швеции из Litrasona уже возведено несколько зданий. А всемирно известный британский архитектор Заха Хадид использовала светопроницаемый бетон для проекта главного здания автомобильного концерна BMW в Лейпциге, которое в 2005 году получило Немецкую архитектурную премию.

Таким образом, у архитекторов и дизайнеров появился новый уникальный материал для воплощения их самых смелых задумок.

Литракон против обычного бетона

Но действительно ли, только высокая стоимость нового бетона мешает применять его повсеместно? В нашей работе мы решили сравнить прочностные характеристики обычного тяжелого бетона и светопроводящего литракона. Для этого выполнили расчет центрально-сжатого столба, из блоков тяжелого бетона и литракона при прочих равных условиях.

Таблица 1

Технические характеристики блоков прозрачного бетона и блоков тяжелого бетона

Бетон	Тяжелый	Светопроводящий
Класс (марка) по плотности на сжатие	B20 (M250)	B20 (M250)
Класс (марка) по прочности на растяжение при изгибе	Ftb2,4 (Ftb20)	Ftb2,4 (Ftb30)
Средняя плотность	2500 кг/куб. м	2300 кг/куб. м
Влагопоглощение	4...8 %	< 6%
Морозостойкость	>F25	>F50
Размер плиты	1000×400 мм	1000×400 мм
Толщина	1800	1700

**Сравнительный анализ центрально-сжатого столба,
выполненного из тяжёлого и светопроводящего бетонов**

Прочностные характеристики	Тяжёлый бетон	Литракон
Расчётное усилие в нижнем сечении столба, N, кН	332,321	325,298
Несущая способность столба, N _{сеч} , кН	898,304	898,304
Запас прочности, %	63	64

Вывод

Из расчетов видно, что светопроводящий бетон по прочности практически равноценен тяжелому бетону. Конечно, наш расчет довольно упрощен, однако исходя из него, можно сделать вывод, что литракон по своим характеристикам не уступает обычному бетону. Как уже говорилось выше, единственным недостатком прозрачного бетона является его высокая стоимость.

Так же к минусам можно причислить тот факт, что такой бетон нецелесообразно утеплять, так как при утеплении теряется вообще весь смысл его применения. Армирование такого бетона также ограничено эстетическими факторами. Обычную стальную арматуру в нем использовать нерационально, но тут на помощь приходит стеклопластиковая. Она, на наш взгляд, никак не ухудшит внешний вид литракона.

С подобными свойствами область применения прозрачного бетона практически не имеет границ в строительстве: возведение ограждающих конструкций, точечных элементов интерьера, строительство несущих стен зданий, коттеджей, изготовление столешниц, возведение фонтанов, облицовка стен, колонн.

Таким образом, можно с уверенностью утверждать, что за светопроводящим бетоном будущее строительной индустрии, так как он ни в чем не уступает другим бетонам, а его высокая стоимость является лишь вопросом времени.

ЛИТЕРАТУРА

1. А.И. Бедов, Т.А. Щепотьева «Проектирование каменных и армокаменных конструкций», Москва, 2003 г.
2. СНиП II-22-81* «Каменные и армокаменные конструкции».
3. ГОСТ 19010-82 «Блоки стеновые бетонные и железобетонные для зданий. Общие технические условия».
4. Веб-сайт: <http://www.litracon.hu>
5. Веб-сайт: <http://stroitelstvo.org>
6. Веб-сайт: <http://yaydom.ru>

**Анализ эффекта обоймы в трубобетонных колоннах
квадратного сечения**

Сабук И.В.

(Научный руководитель – Пецольд Т.М., Щербак С.Б.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Трубобетонная колонна представляет собой стальную оболочку (металлическую трубу), заполненную бетоном, образующим внутреннее ядро. Стальная обойма не только играет роль и опалубки и, одновременно, продольной и поперечной арматуры, но и создает идеальные условия для работы бетонного ядра под нагрузкой. Будучи изолированным от агрессивной внешней среды, сжатый вертикальной нагрузкой бетон стремится увеличить свои размеры в радиальном направлении. В результате металлическая оболочка обеспечивает всестороннее равномерное обжатие бетонного массива, тем самым повышая несущую способность ядра и колонны, что и называется «эффектом обоймы». При этом очевидны не только экономия материалов (в первую очередь металла), но и упрощение технологии изготовления и монтажа таких колонн при возведении многоэтажных зданий.

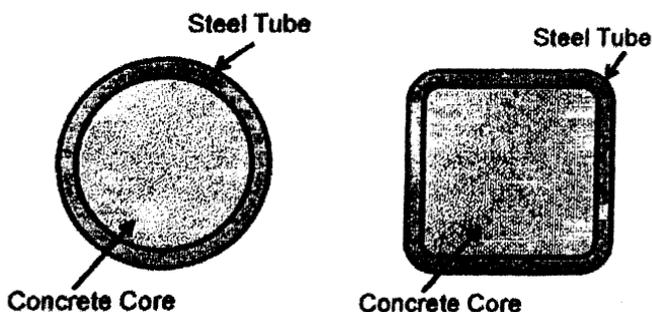


Рисунок 1. Поперечное сечение круглой и прямоугольной трубобетонной колонны

В настоящее время наиболее изучены трубобетонные конструкции круглого поперечного сечения. В них особенно заметно проявляется эффект обоймы. Кроме того, стальные трубы круглого сечения в нашей стране наиболее доступны.

Однако область практического применения ТБК круглого сечения имеет свои ограничения. Так, с увеличением эксцентриситета приложения сжимающей нагрузки их несущая способность резко падает, что связано с геометрическими особенностями формы поперечного сечения. Кроме того, круглая поверхность колонны усложняет их применение с конструктивной точки зрения. Возникают дополнительные сложности при устройстве стыков колонн с несущими элементами перекрытий.

Вследствие эффекта обоймы бетонное ядро находится в трехосном напряженном состоянии, причем в самом центре выделяется зона объемного сжатия. Как известно из курса сопромата хрупкие материалы при действии трехосного сжатия приобретают пластические свойства и их несущая способность увеличивается. Поэтому для критерия оценки эффекта обоймы примем приближение объемного сжатия к состоянию чистого трехосного сжатия, т.е. когда,

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3,$$

где, σ_1 σ_2 σ_3 – главные напряжения.

Для качественной оценки распределения напряжений по сечению трубобетонной стойки квадратного сечения был выполнен анализ конечно-элементных моделей таких конструкций. Анализ выполнялся в компьютерном расчетном комплексе FEMAP v. 11.0.1. Размеры смоделированных трубобетонных элементов рассматриваемой конструкции составляли 160×160×640 мм, толщины стенок оболочки 0,5, 1, 2, 3, 6 мм. В целях уменьшения времени выполнения задачи в расчете используется 1/8 часть модели с наложением соответствующих связей по осям симметрии. Расчетные модели были скомпонованы из объемных элементов типа «Solid» для бетона и стали. Характеристики материалов: бетон – С16/20, сталь – С235. На узлы верхнего торца накладывались только связи, не допускающие перемещения в направлениях, перпендикулярных продольной оси образца. Перемещения узлов верхнего торца объединялись. На верхний торец была приложена сосредоточенная нагрузка типа «Displacement on node», величиной в 1,2 %. Загружение образца осуществлялось ступенчатой нагрузкой равномерного шага по 5% от номинальной величины. Расчет выполнялся пошагово-итерационным методом с учетом физической нелинейности материалов.

По результатам расчета были получены картины распределения напряжений по нормальному сечению смоделированных образцов. На рисунке 2 представлены мозаики главных напряжений σ_1 и σ_2 в бетонном ядре элемента с толщиной стенки 6 мм.

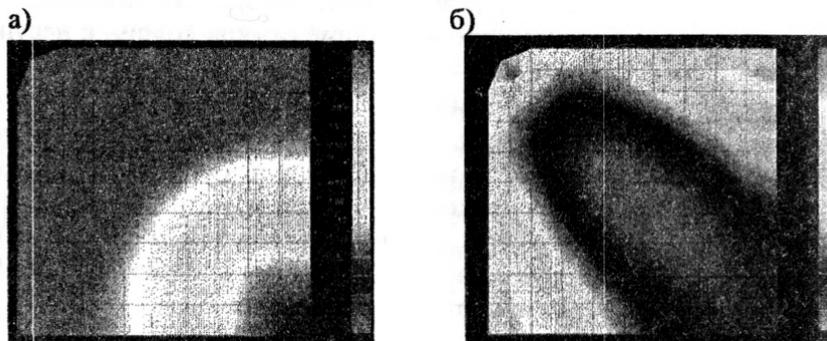


Рисунок 2. Мозаика распределения главных напряжений (а – σ_1 ; б – σ_2) в бетонном ядре для образца с толщиной стенки 6 мм

На рисунке 3 показаны распределения главных напряжений σ_1 в поперечном сечении в зависимости от толщины металлической обоймы.

По результатам расчета получен график зависимости значений главных напряжений от толщины стенки стальной трубы, который представлен на рисунке 4.

Заключение

Анализ выполненных расчетов позволяет сделать следующие выводы:

1) Наличие обоймы приводит к изменению напряженного состояния бетона (с одноосного на трехосное), причем в центре образует зона трехосного сжатия, что необходимо учитывать при расчете данных конструкций;

2) Чем толще стенка обоймы, тем более явно выражен эффект обоймы в бетоне;

3) В колонне с поперечным сечением 160×160 мм с толщиной обоймы 1 мм и более характер распределения главных сжимающих напряжений практически не изменяется, но изменяется количественно.

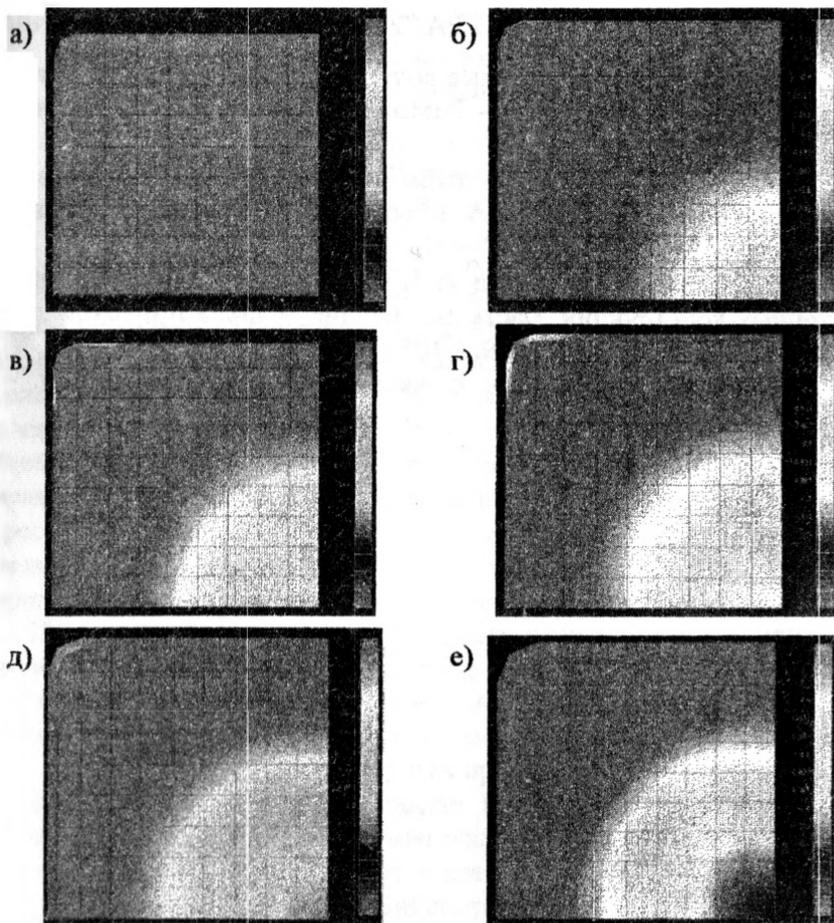


Рисунок 3. Мозаика распределения главных напряжений в зависимости от толщины стенки стальной трубы (а – без обоймы; б – 0,5мм; в – 1мм; г – 2мм; д – 3мм; е – 6мм)

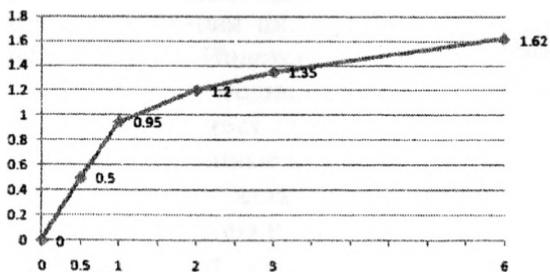


Рисунок 4. График зависимости σ_1 от толщины стенки (t)

ЛИТЕРАТУРА

1. Кришан, А.Л. Трубобетонные колонны с предварительно обжатым ядром / А.Л. Кришан – Ростов н/Д.: Рост. гос. строит. ун-т, 2011. – 372 с.
2. Кришан, А.Л. Прочность трубобетонных колонн при осевом сжатии / А.Л. Кришан, С.А. Мельничук // Вестник МГТУ им. Носова. – 2012. – с. 51-54.
3. ТКП EN 1994-1-1 Еврокод 4: Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. – Мн., МАиС, 2009. – 105 с.
4. СНБ 5.03.01-02 Бетонные и железобетонные конструкции. – Мн., МАиС, 2003. – 139 с.

**Влияние температурных воздействий на монолитные
железобетонные плиты**

Сивец Е.О.

(Научный руководитель – Гринев В.В.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Железобетонные монолитные конструкции являются актуальной темой не только в современном строительстве, но и в исследованиях, поскольку, к сожалению, на данный момент ответов в этом разделе получено меньше, чем задано вопросов. Учитывая популярность и практичность монолитных конструкций их исследование несёт под собой не только теоретический интерес, но и прямую практическую и экономическую выгоду, позволяя продвигать прогресс с каждым шагом чуточку дальше. Именно поэтому тема монолитных конструкций так захватила меня, и в этом году я решил продолжить исследование, начатое в прошлом году.

На этот раз было решено исследовать температурные влияния на монолитные железобетонные конструкции. Мы проживаем в стране, климат который подразумевает ежегодные серьёзные перепады температурных режимов, а потому данный вопрос крайне актуален при строительстве в наших широтах при континентальном климате.

Для исследования актуальности, востребованности и наличия информации по данной теме было решено использовать реферативную базу данных Scopus, доступ к которой был любезно предоставлен нам Научно-Технической Библиотекой БНТУ.

«Scopus» («скопус»); недавняя версия официального названия: SciVerse Scopus) – библиографическая и реферативная база данных и инструмент для отслеживания цитируемости статей, опубликованных в научных изданиях. Индексирует 18 тыс. названий научных изданий по техническим, медицинским и гуманитарным наукам 5 тыс. издателей. База данных индексирует научные журналы, материалы конференций и серийные книжные издания. Разработчиком и владельцем Scopus является издательская корпорация Elsevier. База данных доступна на условиях подписки через веб-интерфейс. Поисковый аппарат интегрирован с поисковой системой Scirus для поиска веб-страниц и патентной базой данных.

Несмотря на то, что основной прирост базы данных системы наблюдается лишь в последние годы, однако она уже представляет изрядный интерес за счёт своего функционала и простоты использования.

При поиске необходимой информации в базу данных были введены следующие запросы:

влияние температуры на бетон (Influence of temperature on concrete);

влияние температуры на бетонную плиту (Influence of temperature on the concrete slab);

влияние температуры на бетонную раму здания (Influence of temperature on the concrete frame of the building);

влияние температуры на железобетон (Influence of temperature on the ferroconcrete).

К сожалению результатов на последний запрос было найдено крайне мало в связи с тем, что в английском языке слово «бетон» зачастую в контексте употребляется в значении «железобетон».

Как мы можем заметить, в последние годы эта тема становится всё актуальнее, и к сожалению в странах постсоветского пространства пока не приобрела ярковыраженного интереса, что в очередной раз доказывает актуальность поставленного вопроса.

Используя полученные знания в результате исследования прошлого года, было решено воссоздать схему перекрытия здания в расчётном комплексе «Лира» (см. рисунок 1).

Данный тип схемы при использовании минимальных ресурсов позволяет найти достаточно приближенные к реальным результаты.

По данной схеме в расчётном комплексе «Лира» была воссоздана следующая модель:

Единая монолитная плита толщиной в 200 миллиметров была разбита на квадраты со стороной в 200 миллиметров, таким образом, приближенная модель обладает достаточной точностью и позволяет провести реальный анализ полученных данных.

Задавались следующие нагрузки:

- нагрузка от собственного веса;
- полезная нагрузка;
- температурная нагрузка.

Полезная нагрузка задавалась на примере паркинга (порядка 0.5 т/м^2), температурная – при одинаковой температуре на обеих поверхностях (наружной и внутренней) и для средней температуры Беларуси (25.4°C).

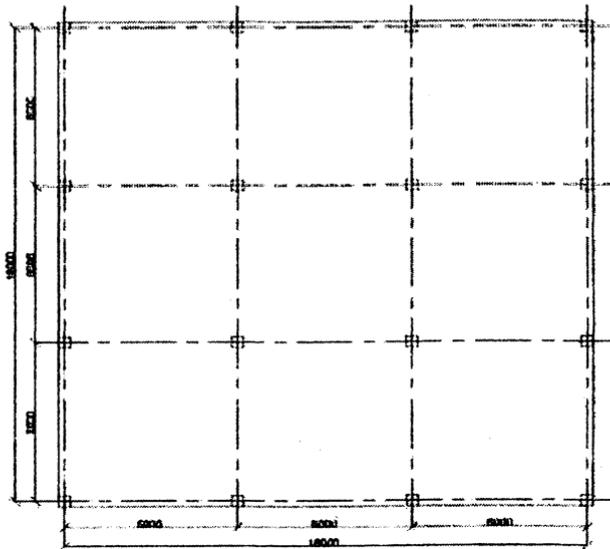


Рисунок 1. Рассматриваемая схема перекрытия

При рассмотрении деформаций увидим следующую картину, представленную на рисунке 2:

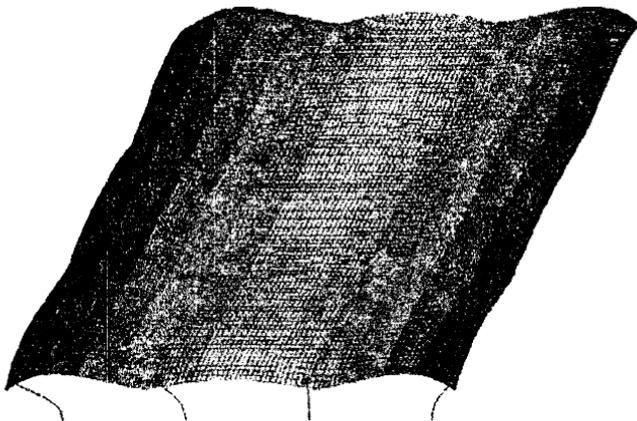


Рисунок 2. Характер распределения деформаций в плите перекрытия

Как мы можем заметить, продольные перемещения плиты могут достигать почти двух миллиметров, также необходимо учитывать и возникающие усилия. Нами также было проведено сравнение полученных результатов для плиты при трёх видах загрузений и сделаны следующие выводы:

- Возникающие температурные напряжения сравнимы с напряжениями, возникающими под действием собственного веса и полезной нагрузки, а потому обязательно должны учитываться при проектировании.
- Возникающие перемещения могут быть компенсированы зазорами температурных швов.

Таким образом, проведённые исследования позволяют провести новую актуализацию учёта температурных явлений при проектировании и дают начало к поискам новых технических и теоретических идей к учёту, решению и дальнейшему проектированию монолитных железобетонных плит и служат толчком к более глубоким и, главное, прикладным экспериментам и исследованиям.

ЛИТЕРАТУРА

1. <http://www.scopus.com>.
2. Современные методы расчётов и обследований железобетонных и каменных конструкций / Минск: БНТУ, 2014г – 105с.
3. СНиП 2.01.07-85 Нагрузки и воздействия. (Дополнения. Разд. 10. Прогобы и перемещения) / Госстрой СССР. – М., ЦТП Госстроя СССР, 1988.
4. СНБ 5.03.01-02 Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. – Минск, МАиС РБ, 2003.

**Особенности учёта прогрессирующего обрушения
в бескаркасных зданиях**

Титов А.Л.

(Научный руководитель – Зверев В.Ф.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

В данном материале рассмотрены особенности прогрессирующего обрушения бескаркасных зданий, в частности – крупнопанельного здания, запроектированного по типовой серии М 464 У-1. Дома этой серии возводятся с 2002 года. Крупнопанельные дома серии имеют шаг поперечных стен 3,2 и 3,5 м. Решение фасадов основано на сочетании элементов эркеров, различных конфигураций, со ступенчатой структурой плоскости стен, что подчёркивается цветовым решением фасадов.

Надземные конструкции жилой части зданий решены на основе перекрёстно-стеновой конструктивной схемы. Наружные стеновые панели трёхслойные толщиной 300 мм. Перекрытия сборные железобетонные толщиной 160 мм. Внутренние стены железобетонные толщиной 140 и 120 мм, перегородки железобетонные толщиной 100 и 70 мм. Высота этажа – 254 см.

Конструктивная система жилых панельных (и других типов) зданий должна быть защищена от прогрессирующего (цепного) обрушения в случае локального разрушения ее несущих конструкций при аварийных воздействиях, не предусмотренных условиями нормальной эксплуатации зданий. Аварийная ситуация может быть вызвана деятельностью человека (взрывы газа, теракты, пожары, наезды транспорта, дефекты проектирования и строительства, некачественная реконструкция с пристройкой, надстройкой, перепланировкой помещений, сопровождаемая ослаблением или перегрузкой несущих элементов и оснований) или природными явлениями (землетрясения, ураганы, оползни). Так как исключить вероятность возникновения подобных ситуаций полностью невозможно, необходимо обеспечить некоторую степень безопасности людей и сохранности их имущества за счет уменьшения вероятности прогрессирующего обрушения при возникновении локального разрушения несущих конструкций.

Это требование означает, что в случае аварийных воздействий допускаются локальные разрушения несущих конструкций (полное или частичное разрушение отдельных стен в пределах одного этажа и двух смежных осей здания), но эти первичные разрушения не должны приводить к обрушению или к разрушению конструкций, на которые передается нагрузка, ранее воспринимавшаяся элементами, поврежденными аварийным воздействием.

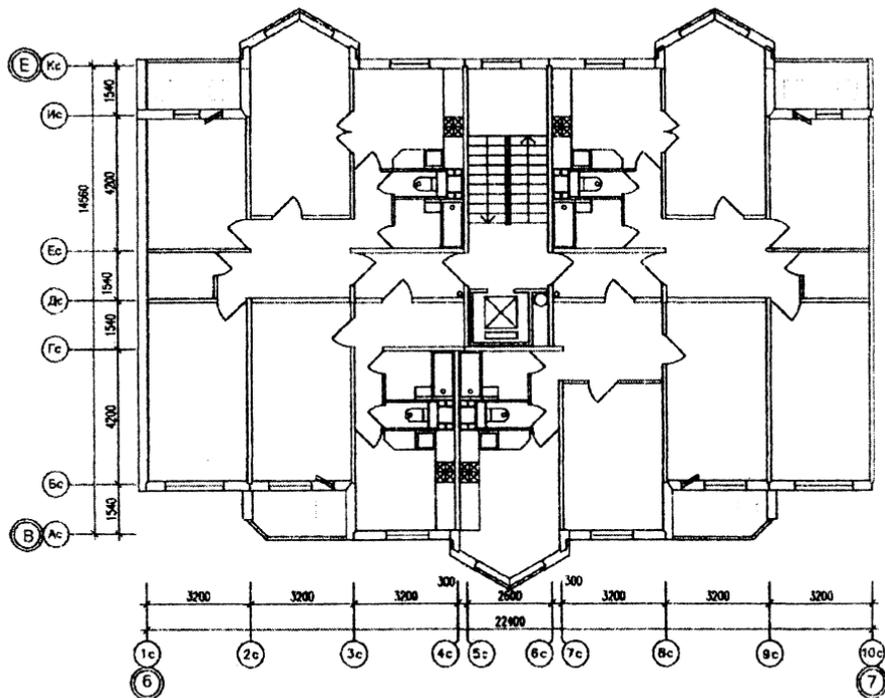


Рисунок 1. План типового этажа дома серии М 464 У-1

Конструктивная система здания должна обеспечивать его прочность и устойчивость в случае локального разрушения несущих конструкций, как минимум на время, необходимое для эвакуации людей. Перемещение конструкций и раскрытие в них трещин в рассматриваемой чрезвычайной ситуации не ограничивается.

Эффективная работа связей, препятствующих прогрессирующему обрушению, возможна лишь при обеспечении их пластичности в предельном состоянии:

- необходимо, чтобы после исчерпания несущей способности связь не выключалась из работы и допускала без разрушения сравнительно большие абсолютные деформации (порядка нескольких миллиметров).

- для обеспечения пластичности соединений сборных элементов их конструктивные решения должны включать специальные пластичные элементы, выполненные из пластичной листовой или арматурной стали.

Растянутая линейная связь между сборными элементами, как правило, представляет цепочку последовательно соединенных элементов – анкер закладной детали, закладная деталь, собственно связь, закладная деталь второго элемента и ее анкер. В силу случайной изменчивости сопротивлений отдельных элементов этой цепи и их соединений предельное состояние всего стыка определяется слабейшим звеном. Соответственно реальная пластичность всего соединения зависит от того, какой элемент окажется слабейшим:

- если произойдет выкалывание бетона, в котором анкеруется закладная деталь, то разрушение будет носить хрупкий характер с весьма незначительными абсолютными деформациями, предшествующими выключению связи из работы (см. рисунок 2, а);

- если разрушится одно из сварных соединений, то, хотя при качественной сварке пластичность и проявится, в силу малой протяженности самого разрушаемого звена абсолютные деформации, предшествующие выключению связи из работы, будут сравнительно невелики (см. рисунок 2, б);

- только в том случае, когда слабейшим звеном соединения окажется собственно металлическая связь, все соединение проявит максимально возможные пластические свойства (см. рисунок 2, в).

Соединения сборных элементов, препятствующие прогрессирующему обрушению панельных зданий, должны проектироваться неравнопрочными, при этом элемент, предельное состояние которого обеспечивает наибольшие пластические деформации соединения, должен быть наименее прочным.

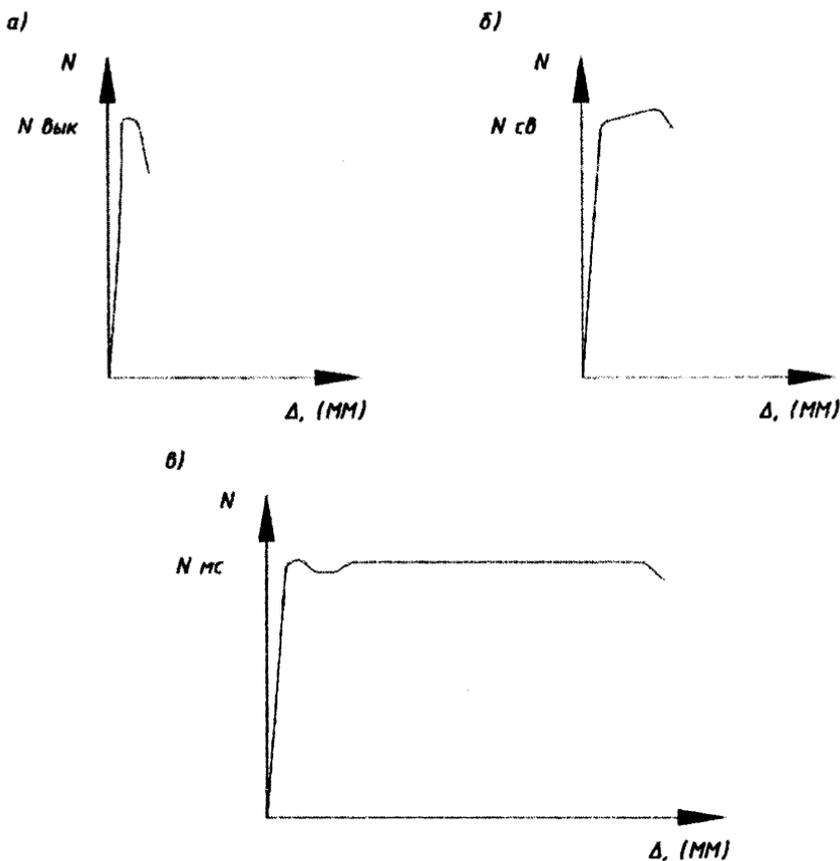


Рисунок 2. Диаграмма деформирования растянутой линейной связи при разрушении различных ее элементов:

а – при выкалывании анкерующего бетона; б – при разрушении сварных соединений; в – при разрушении листовой или стержневой связи

Устойчивость здания против прогрессирующего обрушения следует обеспечивать наиболее экономичными средствами, не требующими повышения материалоемкости сборных элементов:

– рациональным конструктивно-планировочным решением здания с учетом возможности возникновения рассматриваемой аварийной ситуации; в частности, не рекомендуется применять внутренние отдельно стоящие стеновые пилоны, связанные с остальны-

ми вертикальными конструкциями только перекрытиями; применение отдельно стоящих наружных (торцевых) стен не допускается;

– конструктивными мерами, способствующими развитию в сборных элементах и их соединениях пластических деформаций при предельных нагрузках;

– рациональным решением системы конструктивных связей, отдельных узлов и элементов соединений и стыков панелей.

ЛИТЕРАТУРА

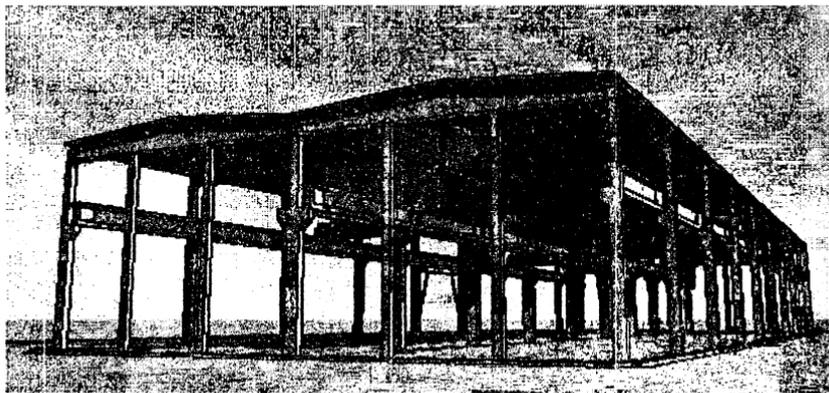
1. ТКП 45-3.02-108-2008 (02250): Высотные здания. Строительные нормы проектирования.
2. И.Н. Тихонов. Армирование элементов монолитных железобетонных зданий. Москва, 2007
3. Разработка и исследование усовершенствованной системы конструктивных связей между сборными элементами панельных зданий унифицированной конструкции с целью повышения их надежности и улучшения технико-экономических характеристик. Научно-технический отчет МНИИТЭП, шифр НИ-1696. М., 1976.
4. Стругацкий Ю.М. Обеспечение прочности панельных зданий при локальных разрушениях их несущих конструкций. В сб. «Исследования несущих бетонных и железобетонных конструкций сборных многоэтажных зданий», МНИИТЭП, М., 1980.
5. «Рекомендации по защите высотных зданий от прогрессирующего обрушения». Г.И. Шапиро, Ю.А. Эйсман, В.И. Травуш. М.: Москомархитектуры, 2006
6. «Рекомендации по предотвращению прогрессирующих обрушений крупнопанельных зданий Г.И. Шапиро, Ю.А. Эйсман, Ю.М. Стругацкий М.: Москомархитектуры, 1999

**Проектирование железобетонных конструкций
с использованием технологий информационного
моделирования (BIM-технологий)**

Тищенко П.А.

(Научный руководитель – Даниленко И.В.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь



**Информационное моделирование зданий – основные принципы
технологии**

Основным принципом работы с информационной моделью является то, что проектировщик моделирует здание или сооружение, а в нашем случае железобетонное изделие, и насыщает модель необходимой информацией. Необходимость внесения определенной информации в свойства элементов определяется глубиной проработки проекта или, другими словами, степенью детализации проектных решений. Не стоит тратить время на внесение в проект (модель) той информации, которая не предназначена для вывода на чертежи или в спецификации. К примеру, по умолчанию практически все элементы в модели имеют свойства материала, в которых есть данные о плотности, паропроницаемости, теплоемкости и прочих физических и теплотехнических характеристиках материала. Однако, не все эти поля необходимо заполнять для выпуска проектной документации на железобетонную колонну.

Итак, первым и необходимым шагом для выполнения проекта с использованием ВМ-технологий, является моделирование объекта проектирования. Создание модели в виртуальной памяти компьютера, само по себе является очень удобным способом для представления будущего изделия и наглядно объяснить идею коллегам по работе, заказчикам и производителям элемента. Потому моделирование формы вошло в проектную деятельность задолго до появления ВМ-технологий, и использовалось, в основном, для визуализации объекта, формирования перспективных видов или для проработки сложных форм и пересечений элементов конструкций. В любом из вариантов модель создавалась и существовала отдельно от основных чертежей и спецификаций.

Вторым шагом для создания проекта, является - извлечение необходимой информации из информационной модели. По сути на этом этапе создаются те, необходимые чертежи и спецификации, которые описывают объект строительства, и являются окончательным результатом труда проектировщика. В традиционном проектировании, на плоскости, создание чертежей начинается сразу, и служит для выражения мысли, передачи задуманного на бумагу. В этом случае автор идеи сам до конца не представляет себе объект, и только путем кропотливой работы по созданию проекционных видов, получает окончательный образ незадолго до выпуска объекта и передачи его заказчику. И в этом случае нет уверенности что начерченное на плоскости информация, при совмещении чертежей, описывает цельный объект, в том представлении, в котором было задумано автором проекта. Для самопроверки, и в качестве дополнительной услуги, применяются макетирование, построение уменьшенной модели из подручных материалов, бумаги или пластика.

Таким образом, основной разницей старой и новой технологий проектирования, является то что, модель в первом случае является вспомогательным инструментом проектирования, для самопроверки и представления идеи тем, кто не обладает достаточно развитым пространственным воображением, чтобы читать чертежи.

В ВМ-технологии, модель является основным источником информации по объекту, и становится, таким образом, основной целью проекта. Разработка модели на первых этапах проекта, занимает значительную часть времени, и выглядит со стороны приверженцев традиционных способов создания проектной документации,

достаточно бесполезным делом. Но на самом деле, проектировщик, разрабатывающий информационную модель, воплощает идею в трех измерениях (прорабатывает основную форму и детали элемента, используя при этом все те же проекции видов и разрезы). Дает необходимые характеристики элементам конструкции (маркирует позиции элемента, в реальных размерах определяет форму, задает свойства материала и необходимые для расчета условия работы конструкции). При хорошо проработанной информационной модели, создание чертежей и спецификаций, остается делом техники. Учитывая то, что большинство аннотационных (описательных) элементов чертежа создаются в автоматическом или полуавтоматическом режиме, из жизни проектировщика уходит значительная часть рутинной работы, по подсчету количества и объема материала, по маркировке элементов, вычислении площадей и так далее. К тому же количество создаваемых видов элемента, практически неограниченно, это позволяет наиболее доходчиво передать идею строителям, добавив, для верности, трехмерное изображение объекта.

Итак, можно подытожить:

- информационная модель является основным итогом проектной деятельности.

- все необходимые чертежи, спецификации и расчеты выводятся на основании данных заложенных в модель.

- получение данных из модели, с течением времени и развитием технологий, занимают все меньшее количество времени, за счет автоматизации расчетов, и исключает большое количество ошибок.

- любое изменение проекта вносится сначала в модель, которая в свою очередь влияет на пересчет спецификаций, и уточнение чертежей.

Примеры использования информационного моделирования

Использование технологии информационного моделирования на примере проекта двухскатной железобетонной балки покрытия. При выполнении проекта марки КЖИ, использовалось программное обеспечение Autodesk Revit 2015.



Все используемые в проекте элементы конструкции, арматурные стержни, закладные изделия и опалубочная модель балки являются библиотечными элементами с соответствующей категорией (несущая арматура, соединительные детали несущих конструкций и несущий каркас). Деление всех используемых в проекте элементов на категории и подкатегории, упрощает их выбор и переопределение графики для нескольких элементов одновременно. При создании спецификаций необходимо сортировать и группировать элементы по одноименным значениям свойств, в этом случае также категория элемента имеет определяющее значение. С увеличением количества элементов проекта, отведенных программой категорий не хватает для разделения элементов одного функционального назначения на разные группы или подгруппы. К примеру, в категорию несущий каркас входят балки всех типов (подкрановые балки, связи, плиты перекрытия, балки покрытия и некоторые другие второстепенные и главные балки). Для дальнейшей группировки элементов, после исчерпания возможностей группировки по категориям, используются подкатегории, группы моделей и группы узлов, сборки.

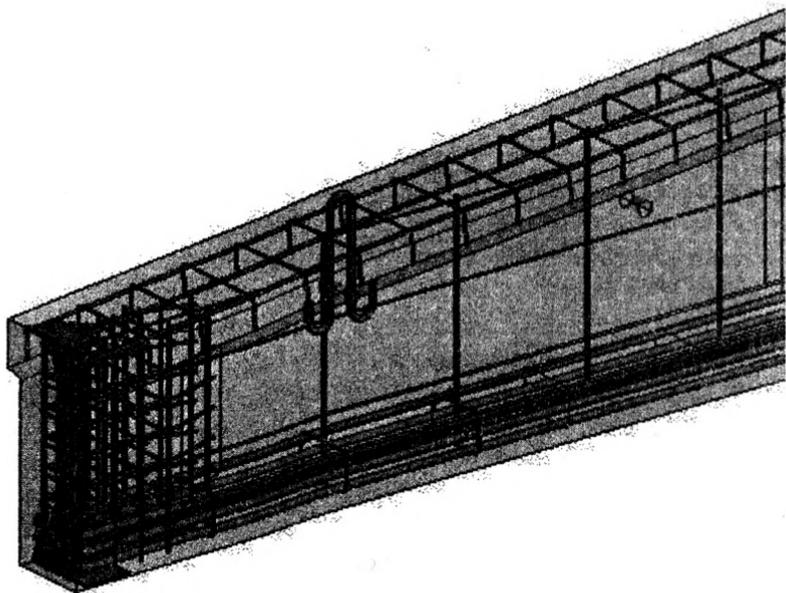
Конструкции балки имеют повторяющиеся элементы и узлы, которые могут размещаться в разных местах опалубочной модели и количество их может быть достаточно велико. Для редактирования всех одинаковых узлов одновременно, в нашем случае арматурных сеток или закладных деталей, необходимо объединить элементы в группу, соответствующим именем, и разместить необходимое количество экземпляров группы в определенных местах. Дальнейшее изменение групп элементов, проектирование арматурных сеток, например, достаточно проводить в одном из экземпляров группы, независимо от того размещен он первым, или нет. Так как все экземпляры одного типа групп имеют одинаковое строение, то любые изменения любого из элементов группы коснутся всех экземпляров данного типа.

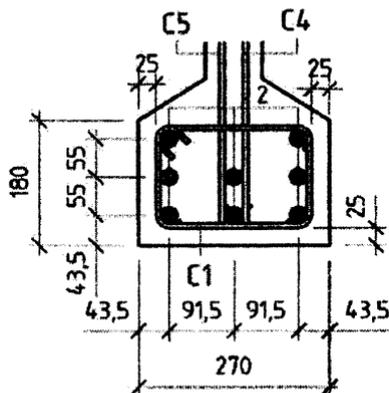
Если элемент конструкции настолько типовой, что применяется не только в проекте балки, но и рекомендуется стандартом для применения и в других железобетонных конструкциях, то стоит задуматься о создании "семейства" данного элемента и сохранении его библиотеке. В нашем примере таким элементом является закладная деталь. Создание любого из элементов проекта в программе Autodesk Revit подчиняется принципу – проектируй, так как будешь строить. Смысл этого высказывания при создании закладной детали для железобетонной балки, выражается в том, что каждая составляющая закладной детали должна создаваться таким же образом, каким задумано ее выполнять при реализации проекта. То есть, если элемент на стройке или на заводе предполагается выполнять из пластины определенных размеров и стержней определенных диаметров, то и "семейство" закладных деталей должно состоять из вложенных "семейств" пластин и стержней. Это упростит жизнь проектировщику потом, когда он захочет посчитать все элементы проекта, и выделить в них отдельные составляющие. Да и выполнение элемента на стройке станет более простым, если автор детали попробует создать ее сам, хоть и виртуально.

При создании армирования балки покрытия, группы модели использовались для объединения отдельных арматурных стержней в арматурные сетки. Когда сетка сохранена в проекте как группа, ее можно размещать во всех местах, где необходимо применение данной сетки. Даже если сетка не до конца решена, например, после раскладки всех стержней появляется необходимость смещать их из-за пересечений, отредактировав один экземпляр, изменению подвергнутся все остальные сетки данного типа. После полной раскладки сеток и отдельных стержней, при оформлении документации на балку, отдельные элементы групп объединяются в сборку с соответствующим наименованием. Затем на сборку создаются отдельные виды и спецификации. Все необходимые виды добавляются на лист чертежа, наносятся необходимые размеры и маркировки.

Отдельно хочется остановиться на поведении арматуры в опалубочной модели. Собственно, следует упомянуть один немало важный принцип в информационном моделировании, это – деление всех элементов модели на элементы основы и элементы компоненты. В данном примере основой является опалубочная модель балки, а компонентом, зависящим от положения и формы основы, является

арматурный стержень. Если основе задать материал – бетон, и определить параметр – несущий, то в проекте для балки станет доступен инструмент (функция) защитный слой. Защитный слой, как настройка стандартных параметров, может быть нескольких типов, при необходимости задавать для нескольких вариантов, разных защитный слой бетона. Арматура, зависящая от основы, будет размещаться только внутри основы в пределах защитного слоя. При изменении толщины защитного слоя или формы основы, арматурные стержни не теряют зависимости и меняют свою длину или форму. Похожим образом работает поперечное и продольное армирование, только в этом случае компонент зависит от компонента, который в свою очередь определяется формой основы. Каждый из размещенных в основе стержней первым делом определяет, нет ли по близости защитного слоя, или ранее размещенного стержня, автоматически привязывается к обнаруженному объекту геометрической зависимостью. А дальнейшее положение зависит от формы основы или наложенных дополнительно размерных зависимостей, размеров с заблокированным значением.





Как результат армирования железобетонных конструкций, с использованием основ и компонентов, зависящих друг от друга, появляется множество разнообразных инструментов, функций и приложений, позволяющих автоматизировать множество повторяющихся действий. Примером такого развития технологий, может служить приложение по армированию типовых конструкций, колонн, балок, фундаментов и прочих. Проектировщику остается только задать основные параметры, такие как – основа, защитный слой бетона, диаметры арматурных стержней и шаг раскладки по зонам. Вычислительная техника способна самостоятельно обработать трехмерную модель и разложить необходимое количество стержней, создав при этом зависимости между основами и компонентами. А дальше работу над проектом подхватывают другие приложения способные из информационной модели создать необходимое количество видов, разместить их на листах, и добавить спецификации. Все это требует контроля со стороны проектировщика, чтобы в спецификации не попали лишние элементы и оформление велось по удовлетворяющим автора шаблонам.

Преимущества использования технологии информационного моделирования

Одним из самых главным преимуществ использования данной технологии является целостность данных. То, что модель является единственным и правильным источником информации о проектируемом объекте. Достоинство этого способа проектирования за-

ключается в наглядности предлагаемой к выполнению идеи. В отличие от технологии, в которой образ будущего объекта существовал только в голове автора, а в архив уходили описательные документы, чертежи, спецификации, сметы и прочая проектная документация.

Для проектировщика, выполняющего проект, BIM-технология позволяет избавиться от рутины в своей работе. Теперь нет необходимости считать площади, или проверять размерные цепочки, вычислительная техника сама достаточно хорошо может определить количество материала, и если необходимо, умножить на необходимые коэффициенты.

Остается больше времени на принятие наиболее оптимальных проектных решений. Профессия проектировщика снова становится творческой.

Очень существенным плюсом, и основным итогом развития технологий, я считаю, что сегодня, при помощи трехмерного проектирования можно создавать, и, как показывает мировая практика, создаются здания и сооружения, реализация которых считалась невозможной в былые времена. Сегодня используя виртуальный прототип конструкции стало возможно выполнять расчеты, и моделировать ситуации очень близкие к реальным условиям.

Недостатки использования информационного моделирования

Если говорить про недостатки технологии, то самым основным и досадным упущением является то, что программа BIM технологии не является "большой красной кнопкой" при нажатии на которую вся работа будет сделана автоматически. Все-таки приходится думать и нажимать на правильные кнопки, заставляя программу "плясать под нашу дудку".

Ну и второе, это то что, как любая новая технология, программа не все еще умеет. Часто приходится обходить слабые места технологии, выдумывая при этом неестественные способы реализации проекта. Например, инструмент "ограждение" достаточно хорошо и, самое главное, быстро формирует вдоль линий эскиза заданное количество стоек и направляющих, в соответствии с заданными настройками формирует начальные и конечные части ограждения, и

так же хорошо создает элементы на углах ограждения. Но при попытке подсчитать все необходимые элементы для выполнения полученной конструкции, возникает проблема. Дело в том, что, в спецификацию попадают только основные элементы конструкции (направляющие и стойки), а остальные детали (болты и заклепки) приходится считать приблизительно, умножая длину ограждения на расчетное число на погонный метр ограждения.

Не смотря на множество недоработок и сложностей при освоении новой технологии, все преимущества информационного моделирования ощущаются на первых же этапах проектирования.

Энергоэффективные ограждающие конструкции в жилищном строительстве

Тумарович К.В.

(Научные руководители – Пецольд Т.М.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Выполнено исследование энергоэффективных сборных стеновых панелей, которые могут применяться в любой конструктивной системе здания, при любой этажности здания, в любом исполнении. Панель предназначена для устройства не несущих ограждающих конструкций и обеспечивает возможность увеличения сопротивления теплопередачи.

Рассмотрим два варианта исполнения энергоэффективных сборных стеновых панелей.

1 вариант. Стеновая панель на металлическом каркасе

Панели могут быть глухими или с проемами для оконных или дверных блоков. Основными элементами каркаса являются вертикальные несущие стойки с поперечным сечением “С”. Горизонтальные элементы устраиваются на нижней и верхней кромках панели, а также обрамляют проемы и имеют такое же поперечное сечение. Для обеспечения большей жесткости и устойчивости каркаса вводятся горизонтальные стойки в уровне окна в два ряда и под оконным проемом устраивается пояс на всю длину стеновой панели. Также жесткость стеновой панели обеспечивается строительными плитами ЦСП покрывающими каркас с обеих сторон. Внутри каркаса панели располагается минераловатный утеплитель, для удовлетворения теплотехнических требований. Между внутренним слоем ЦСП и утеплителем располагается пароизоляционная пленка, предупреждающая намокание утеплителя.

2 вариант. Стеновая панель на деревянном каркасе

Панель является элементом, состоящим из стоек, соединяемых верхними и нижними ригелями (поясами), а также горизонтальных элементов, обрамляющих проемы. Стойки и ригеля каркаса представляют собой деревянные бруски. Для обеспечения жесткости

каркаса на уровне проемов вводятся горизонтальные стойки, а в глухих панелях – в том же уровне на всю длину панели. Каркас заполняется минераловатным утеплителем и обшивается с наружной и внутренней стороны листами ЦСП. Между внутренней обшивкой и минераловатным утеплителем располагается пароизоляционная пленка. Наружные поверхности деревянного каркаса укрываются гидроизоляцией. Соединение элементов деревянной конструкции, стоек и ригелей, выполняется с помощью механических соединительных элементов, шурупов и металлических уголков.

Технология монтажа и утепления

Навеска стеновых панелей осуществляется с отставанием в три этажа от монтажа несущих стен и перекрытий.

До начала монтажа стеновых панелей производят разбивку установочных рисков, определяющих проектное положение панелей в продольном и поперечном направлениях и по высоте.

Стеновые панели устанавливают на изоляционный слой, расстеленный на плите перекрытия. Временное крепление панели осуществляется двумя подкосами – нижний зацеп подкоса закрепляют за подъемную петлю плиты перекрытия и вращением струбцины подбирают длину подкоса для создания жесткой связи «панель стеновая – подкос-плита перекрытия». Верхний зацеп подкоса закрепляется за петлю временного крепления в НСП. Второй подкос устанавливается аналогично. Панель устанавливается с отклонением от вертикали наружу не более 870 для расстроповки. Расстроповка производится после временного закрепления стеновой панели, с вышележащего перекрытия.

Окончательно установка стеновой панели производится после расстроповки. Панель устанавливается в проектное положение, по отвес-рейке, проверяется вертикальность установки панели и совпадение плоскостей фасада с нижестоящей и рядом стоящей панелями. Монтируемая панель крепится к плите перекрытия с помощью монтажных уголков (по верхней грани и по нижней грани панели). После закрепления панели и снятия временного крепления производится заполнение швов между внутренней несущей стеновой панелью и наружной жгутом «Вилатерм» и монтажной пеной. После снятия временного крепления производится заделка выемок на плоскости панели (для петель временного крепления).

До начала утепления фасад очищаем от грязи и пыли. Затем удаляем все лишние предметы: выступы, куски арматуры, торчащие гвозди и все остальное. Окончательным этапом подготовки поверхности считается грунтовка. Прикладываем к стене лист пенополистирола и засверливаем отверстия под дюбеля в стеновой панели, попадая отверстием в стойки каркаса. После прикладываем обмазанный клеем лист к фасаду и вставляем тарельчатые дюбеля. После того, как один ряд готов (работы производятся слева направо), приступаем ко второму ряду. Щель между листами экструдированного пенополистирола должна быть минимальной. Большие щели лучше заделывать жидким пенополистиролом либо тонкими кусками пенопласта, но, ни в коем случае не пеной монтажной. Неровности состыкованных листов убираются теркой (грубой шкуркой).

Использовать только тарельчатые дюбеля: они оснащены специальной зонтикообразной шляпкой, которая эффективно прижимает пенополистирол к поверхности. После крепежа все тарельчатые саморезы зашпаклевываются. После монтажа утеплителя производятся работы по отделке декоративной штукатуркой.

Таким образом, можно назвать ряд преимуществ таких стеновых панелей:

- возможность практически неограниченного увеличения сопротивления теплопередаче наружных ограждающих конструкций при минимальном увеличении их стоимости;
- уменьшение массы строительных изделий и деталей;
- низкая трудоемкость, высокая сборность и минимальные сроки возведения зданий;
- максимальная экономическая эффективность строительства и реконструкции, низкая себестоимость вновь возводимых зданий.

ЛИТЕРАТУРА

1. СНБ 5.03.01–02. Бетонные и железобетонные конструкции (с изменениями №1,2,3,4,5). – Минстройархитектуры РБ, Мн., 2003. – 140 с.
2. СНиП 2.01.07–85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 36 с.
3. ТКП 45-2.04-43-2006. Строительная теплотехника / Минстройархитектуры РБ, Мн., 2007. – 32 с.

4. Дубатовка А.И. Конструктивные системы здания с применением ограждающих конструкций из стеновых панелей на основе стекломagneзитовых листов // Диссертация по специальности 1-70 80 01 – «Строительство». – Минск, 2012. – 82 с.
5. Черных А.С. Стеновые панели на деревянном каркасе в многоэтажных жилых зданиях из железобетона // Диссертация по специальности строительные конструкции, здания и сооружения. – Санкт-Петербург, 2012. – 231с.
6. Железобетонные конструкции. Основы теории расчета и конструирования // Учебное пособие для студентов строительных специальностей. Под ред. проф. Т.М. Пецоляда и проф. В.В. Тура. – Брест, БГТУ, 2003. –380 с., ил
7. ТКП 45-5.05-146-2009. Деревянные конструкции. Строительные нормы проектирования / Минстройархитектуры РБ, Мн., 2009. – 63с.

**Сравнительный анализ основных характеристик
металлической и композитной арматуры**

Шамко Е.В., Девячень А.В.

(Научный руководитель – Шилов А.Е.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Интерес к неметаллической арматуре возник в середине XX столетия в связи с рядом обстоятельств. Расширилось применение армированных бетонных конструкций в ответственных сооружениях, эксплуатируемых в сильно агрессивных средах, где трудно было обеспечить коррозионную стойкость стальной арматуры. Возникла необходимость обеспечения антимагнитных и диэлектрических свойств некоторых изделий и сооружений. И, наконец, надо учитывать на перспективу ограниченность запаса руд, пригодных для удовлетворения непрерывно растущих потребностей в стали и всегда дефицитных легирующих присадках.

Практическое решение возникшей проблемы стало возможным благодаря ускоренному развитию химической промышленности. В ряде технически развитых стран (Германия, Нидерланды, Россия, Япония, США и др.) были начаты соответствующие научные исследования.

В зависимости от типа материала композитная арматура делится на базальтопластиковую, стеклопластиковую, углепластиковую и армидопластиковую (кевлар). В зависимости от типа поверхности стержней выделяют гладкопрофильную и арматуру с нанесенной строительной резьбой.[3] Базальтовая арматура имеет повышенные показатели прочности, что отражается и на ее довольно высокой стоимости.

Стандартные формы выпуска – стержни длиной шесть либо двенадцать метров. Для арматуры небольшого диаметра возможна форма выпуска в виде бухт. В зависимости от типа поверхности выделяют композитную арматуру с гладким, строительным или периодическим профилем.

Высокие эксплуатационные качества материалов и изделий из базальтовых волокон (БНВ) (высокая стойкость к воздействию окружающей среды и агрессивных сред, долговечность) обеспечивают наиболее предпочтительный показатель соотношения цены и каче-

ства по сравнению со стеклянными волокнами. При этом БНВ далеко не всегда выступает конкурентом стеклянным волокнам. Базальтовые волокна имеют свои области применения, где не может применяться стеклянное волокно в силу своих характеристик.

В настоящее время наиболее распространено стекловолокно. Вместе с тем, стекловолокно имеет определенные ограничения по своим характеристикам: удельной прочности, температуре применения, химической стойкости, особенно в щелочных средах (таблица 1). При производстве стекловолокна используются химически чистые компоненты и особо дефицитный компонент – окись бора (B_2O_3).

Таблица 1

Сравнительные характеристики нитей из стеклянных и базальтовых волокон

Свойства	Базальтовое волокно	Волокно из Е стекла
Термические		
Температура применения, °С	От -260 до +600	От -60 до +460
Температура спекания, °С	1050	600
Коэффициент теплопроводности, в/м, К°	0,031-0,038	0,034-0,04
Физические		
Диаметр элементарного волокна, мкм	7-17	6-17
Текс (г/км)	28-120	17-480
Плотность, кг/м ³	2600-2800	2540-2600
Модуль упругости, кг/мм ²	9100-11000	До 7200
Остаточная прочность при растяжении):		
– при 20°С	100	100
– при 200°С	2,75	92
– при 400°С	2,2	52
Химическая устойчивость грубого волокна (потеря веса после 3 ч кипячения) в средах: H ₂ O	1,6	6,2
2N NaOH	2,75	6,0
2N HCL	2,2	38,9
Электрические		
Удельное объемное электрическое сопротивление, Ом м	1×10^{12}	1×10^{11}
Тангенс угла диэлектрических потерь при частоте 1 МГц	0,005	0,0047
Относительная электрическая проницаемость при частоте 1 МГц	2,2	2,3
Акустические		
Нормальный коэффициент звукопоглощения	0,9-0,99	0,8-0,93

Более высокие по сравнению с базальтовым волокном физико-химические показатели имеет углеродное волокно. Однако, углеродные волокна достаточно дороги для массового применения в промышленности и строительстве. БНВ по своим показателям занимает промежуточную позицию между стекловолокном и углеродным волокном (таблица 2). Базальтовые волокна являются наиболее оптимальными по показателю соотношения цены и качества. В некоторых областях применению базальтовых волокон нет альтернативы [1].

Таблица 2

Сравнительные характеристики волокон

Показатель	БНВ	Е-стекло волокно	S-стекло волокно	Углеродное волокно	Арамидное волокно
Прочность на растяжение, мПа	3000-4840	3100-3800	4020-4650	3500-6000	2900-3400
Модуль уп- ругости, гПа	79,3-93-1	72,5-75,5	83-86	230-300	70-140
Относитель- ное удлине- ние при раз- рыве, %	3,1	4,7	5,3	1,5-32,0	2,8-3,6
Диаметр волокна, мкм	6-21	6-21	6-21	5-15	6-15
Текс	60-4200	40-4200	400-4200	600-2400	600-1800
Температура применения, °С	-260—+600	-50—+380	-50—+300	-50—+700	-50—+290
Стоимость, \$/кг	2,5-3,0	1,1-1,4	2,5-3,5-	25-50	25

Арматура из композитных материалов имеет множество достоинств, тем не менее, имеет и определенные недостатки.

В абсолютном большинстве конструкций арматура работает НА РАСТЯЖЕНИЕ. Но есть и такие, где важны свойства жесткости "на прогиб" или так называемый "модуль упругости". Это важно, например, при изготовлении плит перекрытия.

В проектах, где предъявляются особые требования к модулю упругости, следует либо отказаться от композитной арматуры либо применить её комбинирование с металлической (таблица 3).

Но при этом упругости оказывается достаточным для того, чтобы из арматуры нельзя было согнуть криволинейные элементы, поэтому такие детали гнут в производственных условиях.

Таблица 3

Сравнительная характеристика стальной и композитной арматуры по механическим свойствам

Свойства	Стальная арматура	Композитная арматура
Прочность на растяжение, мПа	483 - 690	1000
Модуль упругости, гПа	200,0	35,0 – 51,0
Деформация при разрыве, %	6,0 – 12,0	1,2 – 3,1

Композитная арматура производится в виде стержней (обычно круглого сечения) со спиральной рельефностью, реже с песчаной посыпкой, практически любой длины на основе стеклянных (АСК – стеклопластиковая арматура), базальтовых (АБК – базальтопластиковая арматура) волокон, или на основе других компонентов (карбон, арамид), пропитанных химически стойким полимером. Рассматриваемые стержни, как правило, состоят из силового сердечника, представляющего собой композитный материал с осевым расположением волокнистой арматуры, склеенной между собой полимерной матрицей [6].

Испытания трёхслойных стеновых панелей на прочность показали, что гибкосвязанная композитная арматура полностью отвечает требованиям проектировщиков. Технологическая гибкость изделий (базальтовой арматуры) позволяет использовать их в массовом, так и в индивидуальном строительстве, а также в реконструкции жилых зданий и особняков [5].

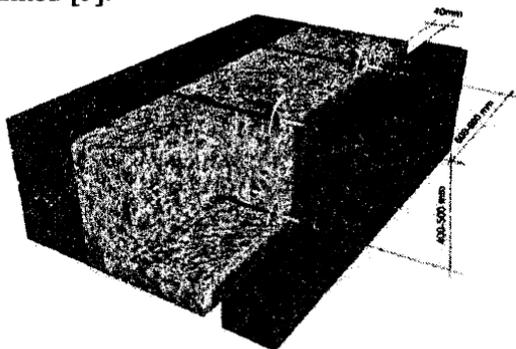


Рисунок 1. Испытания трёхслойных стеновых панелей на прочность

Композитная арматура обладает следующими преимуществами, по сравнению с металлической:

- Коррозийная стойкость к щелочной среде бетона.
- Первая группа химической устойчивости по ГОСТ 9.071-76 к минерализованной, морской, аммиачной воде; серной, соляной, фтористоводородной кислоте.
- Линейно-упругий характер зависимостей «нагрузка-деформация».
- Низкая теплопроводность.
- Модуль упругости при растяжении и изгибе не менее 40000МПа.
- Прочность при растяжении и изгибе не менее 1000МПа.
- Температура эксплуатации -70 градусов С +100 градусов.
- Небольшой удельный вес: в 4 раза легче стальной арматуры.
- Диэлектричность.
- Большой межремонтный период для конструкций.
- Значительно меньшие расходы на содержание и ремонт.
- Повышение эксплуатационной надежности и долговечности конструкций и изделий.
- Возможность проведения монтажных и регламентных работ без использования специальных грузоподъемных механизмов и техники.
- Меньшие расходы на транспортировку конструкций и их элементов на место монтажа за счет меньшего веса.

Сферы использования композитной арматуры:

А) Условия усиленной коррозии:

- канализационные лотки;
- бассейны;
- колодцы;
- пристани;
- сухие доки;
- укрепления прибрежной полосы.

Б) Ограждающие конструкции:

- конструкции архитектурного назначения;
- ограждения;
- колонны;
- лепка, армированная арматурой.

В) Ремонт железобетонных конструкций.

Г) Дорожное строительство:

- автомобильные пути;
- мосты;
- взлетные полосы.

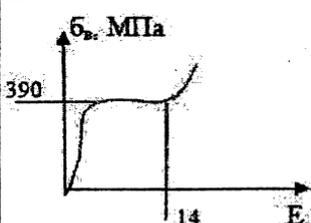
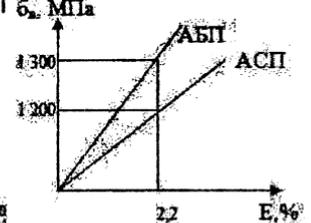
Понятие равнопрочной замены представляет собой замену арматуры произведенной из стали, на арматуру из композитных материалов, которая имеет такую же прочность и схожие прочие физико-механические показатели. Под равнопрочным диаметром стеклопластиковой арматуры, будем понимать ее такой наружный диаметр, при котором прочность будет равна прочности аналога из металла заданного диаметра.

На основании вышеизложенного материала можно провести анализ основных характеристик металлической арматуры и арматуры из композитных материалов на примере стеклопластиковой (АСП) и базальтопластиковой (АБП) (таблица 4).

Таблица 4

Сравнения основных характеристик металлической
и композитных арматур

Характеристики	Металлическая арматура класса А-III (А400С) ГОСТ 5781-82[1]	Полимерная композитная арматура (АСП — стеклопластиковая, АБП — базальтопластиковая)
Материал	Сталь 35ГС, 25Г2С и др.	АСП — стеклянные волокна диаметром 13-16 микрон связанные полимером; АБП — базальтовые волокна диаметром 10-16 микрон связанные полимером
Вес	По строительным нормам	Легче металлической арматуры
Временное сопротивление при растяжении, МПа	360	1200 — АСП 1300 — АБП
Модуль упругости, МПа	200 000	45 000-АСП 60 000-АБП
Относительное удлинение, %	25	2,2-АСП и АБП

Характеристики	Металлическая арматура класса А-III (А400С) ГОСТ 5781-82[1]	Полимерная композитная арматура (АСП — стеклопластиковая, АБП — базальтопластиковая)
Характер поведения под нагрузкой (зависимость «напряжение-деформация»)	 <p>Площадка тугучести по нагрузкой</p>	 <p>Уруго-линейная зависимость до разрушения</p>
Коэффициент линейного расширения $\alpha_{\text{ср}} \cdot 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$	13-15	9-12
Плотность, $\text{т}/\text{м}^3$	7,85	1,9-АСП и АБП
Коррозионная стойкость к агрессивным средам	Корродирует с выделением продуктов ржавчины	Нержавеющий материал первой группы химической стойкости
Теплопроводность	Теплопроводна	Нетеплопроводная
Электропроводность	Электропроводна	Неэлектропроводная — диэлектрик
Выпускаемые профили	6-80	4- 20
Длина	Стержни длиной 6-12 м	Любая длина, возможно скручивание в бухты диаметром от 1 метра.
Экологичность	Экологична	Имеется санитарно-эпидемиологическое заключение, не выделяет вредных и токсичных веществ
Долговечность	По строительным нормам	Прогнозируемая долговечность не менее 80 лет
Замена арматуры по физико-механическим свойствам	<ul style="list-style-type: none"> • 5Вр-1 проволока • 6А-III • 8А-III • 10А-III • 12А-III • 14А-III • 16А-III 	<ul style="list-style-type: none"> • - • АСП-4, АБП-4 • АСП-6, АБП-6 • АСП-8, АБП-8 • АСП-8, АБП-8 • АСП-10, АБП-10 • АСП-12, АБП-12

Наибольший интерес представляет характер поведения под нагрузкой (зависимость «напряжение-деформация»)

На рисунке 1 приведена кривая зависимости напряжения от деформации металлической арматуры.

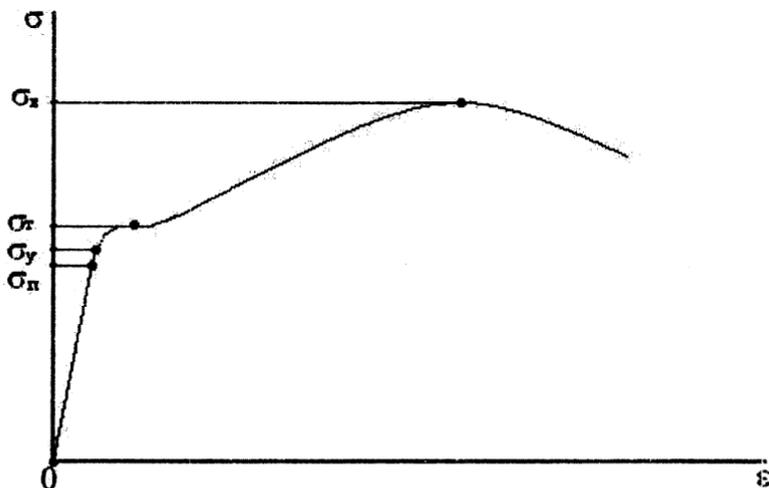


Рисунок 1 Диаграмма деформирования металлической арматуры

Представим описание характерных точек диаграммы:

σ_n – наибольшее напряжение, до которого материал следует закону Гука, называется пределом пропорциональности. Предел пропорциональности зависит от условно принятой степени приближения, с которой начальный участок диаграммы можно рассматривать как прямую.

Упругие свойства материала сохраняются до напряжения, называемого пределом упругости σ_y , т.е. это наибольшее напряжение, до которого материал не получает остаточных деформаций.

σ_t – предел текучести. Под пределом текучести понимается то напряжение, при котором происходит рост деформации без заметного увеличения нагрузки. В тех случаях, когда на диаграмме отсутствует явно выраженная площадка текучести, за предел текучести условно принимается величина напряжения, при котором остаточная деформация составляет 0,2%.

Отношение максимальной силы, которую способен выдержать образец, к его начальной площади поперечного сечения носит название предела прочности или временного сопротивления. Предел прочности также является условной величиной.

На рисунке 2 приведено примерное расположение кривых зависимости напряжения от деформации металлической и композитной арматуры

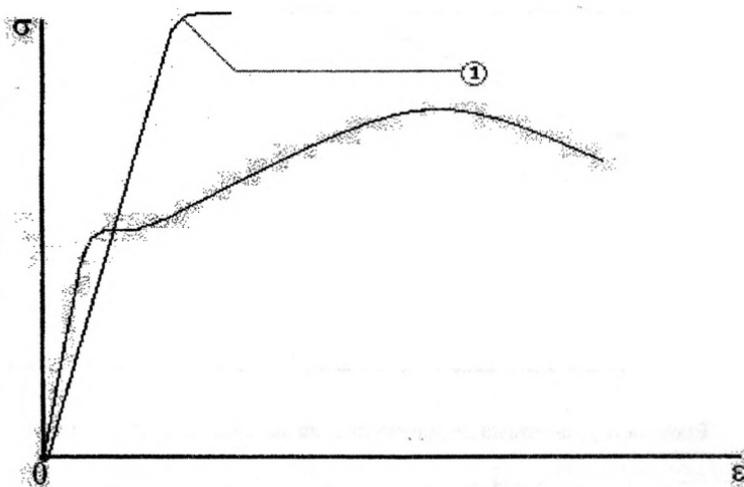


Рисунок 2. Примерное расположение диаграмм деформирования металлической и композитной арматуры

Анализ графика диаграмм деформирования проведем по изображению на рисунке 2:

- при малых нагрузках композитная арматура тянется лучше, чем металлическая;
- до того как в металле перестает действовать закон Гука, обе кривые почти прямолинейны;
- после того как металл начинает "течь", композитная арматура продолжает работать как раньше;
- после того как закон Гука перестал работать в композитной арматуре, стальная давно уже лопнула;
- композитная арматура почти не течет, а сразу лопается, это видно, когда косая прямая (1) очень быстро переходит в горизонтальную и прерывается;

– из графика видно, что композитная арматура выдержит намного большую нагрузку, чем металлическая;

– металлическая арматура вытянется и лопнет, когда при такой же нагрузке, композитная ведет себя намного лучше, так как график не меняет своего направления.

Композитные материалы – это строительные материалы, ставшие доступными для производства с развитием *нанотехнологий*. Они обладают удивительными свойствами, которыми не могут похвастаться материалы природного происхождения, эти качества обусловлены не столько составом вещества, сколько структурой его молекул. Различия в свойствах веществ, имеющих одинаковый химический состав, но различную молекулярную структуру, иногда бывают огромны.

В связи с постоянно растущими требованиями в сфере энерго- и ресурсосбережения, возникает потребность в высокопрочных, долговечных и доступных материалах для строительной отрасли. Применение в процессе строительства инновационного продукта – арматуры и сеток, изготовленных из композиционного материала – обуславливает наличие ряда преимуществ перед традиционными зданиями, строениями и сооружениями с арматурой из черного металла или углеродистой стали, а именно:

- ✓ абсолютной коррозионной стойкости (более высокая долговечность);
- ✓ наилучшего соотношения веса и усилием на разрыв (более легкие прочные конструкции);
- ✓ долговечности в среде бетонов (щелочестойкость);
- ✓ низкой плотности (сокращение транспортных расходов);
- ✓ эффективно решаются проблемы энергоэффективности, экологичности и безопасность;
- ✓ сокращения расходов на протяжении всего жизненного цикла (за счет снижения затрат на ремонт и обслуживание);
- ✓ сокращения транспортных расходов (за счет низкой плотности и веса композиционного материала).

Можно констатировать, что в нашей стране разработаны основные исходные данные для промышленного производства арматуры диаметром 6–8 мм, проектирования и изготовления различных предварительно напряженных конструкций с такой арматурой, намечены области их целесообразного применения.

Постоянный рост числа различных публикаций о высокопрочной неметаллической арматуре в мировой научно-технической литературе подтверждают перспективность этого материала для предварительно напряженного железобетона и необходимость более широкой разработки этой проблемы в Беларуси.

ЛИТЕРАТУРА

1. Михайлов К. Перспективы применения неметаллической арматуры в преднапряженных бетонных конструкциях // Бетон и железобетон, 2003
2. О химической стойкости стеклопластиковой арматуры / А.Н. Блазнов, Ю.П. Волков, А.Н. Луговой, В.Ф. Савин// Проектирование и строительство, 2003.
3. Фролов Н.П. Стеклопластиковая арматура и стеклопластбетонные конструкции. - М.: Стройиздат, 1980.
4. Тихонов М.К. Коррозия и защита морских сооружений из бетона и железобетона. М.: Изд-во АН СССР, 1962.
5. Устинов В.П. Рекомендации по применению стеклопластиковой арматуры (СПА) в качестве гибких связей трехслойных стеновых панелей. – Новосибирск: Изд. СГУПС, 1999.
6. Устинов В.П. Область эффективного применения стеклопластиковой и базальтопластиковой арматуры в строительстве // Реконструкция и совершенствование несущих элементов зданий и сооружений транспорта. Сборник научных трудов. – Новосибирск: Изд. СГУПС, 2005.
7. Материалы сайтов:
8. <http://www.stroi.ru/>
9. <http://www.tdbazalt.com>
10. <http://www.mplast.by>
11. <http://www.gk-uruchie.by/>

Применение конструкций сборно-монолитного каркаса на примере системы АРКОС

Шемякина П.В.

(Научный руководитель – Латыш В.В.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

В последние годы в качестве несущих систем многоэтажных гражданских зданий широко применяют монолитные и сборно-монолитные железобетонные каркасы с плоскими дисками перекрытий. Такие конструктивные системы обеспечивают свободные планировочные решения, трансформируемые по желанию потребителя на любой стадии проектирования, строительства и эксплуатации, а также позволяют придать зданию индивидуальный облик, что исключает монотонность территориальной застройки. При соответствующем качестве расчета и конструирования эти системы имеют высокие показатели по надежности и экономичности. Наряду с монолитными каркасами особого внимания заслуживает сборно-монолитный каркас системы АРКОС, конструкция которого разработана Институтом БелНИИС и реализована в типовой серии зданий Б1.020.1-7.

Конструкция каркаса

Сборно-монолитный железобетонный каркас системы АРКОС состоит из вертикальных железобетонных колонн и жестко (или шарнирно) сопряженных с ними плоских дисков междуэтажных перекрытий и покрытия. Диски перекрытий включают сборные многопустотные плиты с открытыми на фиксированную глубину по обоим торцам полостями. Сборные плиты оперты концами на монолитные несущие ригели посредством бетонных шпонок, образующихся при их бетонировании в открытых полостях по торцам плит. Плиты в каждой ячейке каркаса размещены группами и объединены между собой по боковым сторонам межплитными бетонными швами. По контуру каждая группа плит окаймлена вдоль их торцов несущими ригелями и вдоль боковых сторон продольными связевыми ригелями, или уширенными межплитными швами.

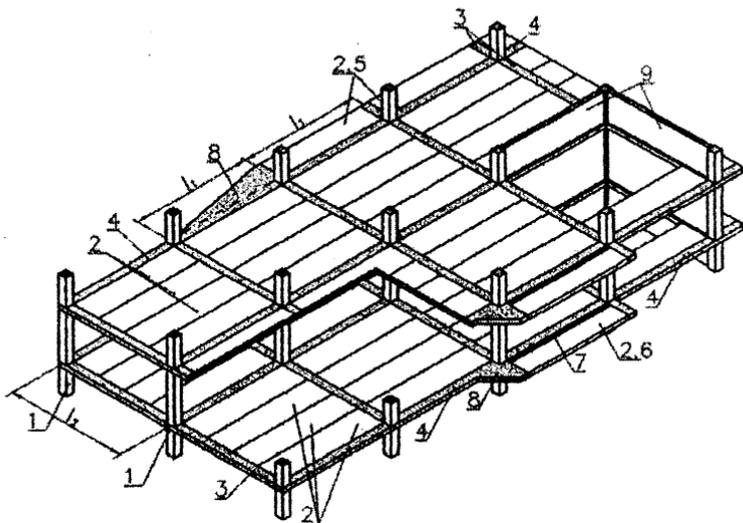


Рисунок 1. Общий вид каркаса:

1 – колонны; 2 – сборные многопустотные плиты; 3 – монолитные несущие ригели; 4 – монолитные связевые ригели; 5 – консоли диска перекрытия (для устройства эркеров и т.п. элементов); 6 – консоли диска перекрытия для устройства балконов, лоджий и т.п. летних помещений; 7 – теплоизоляция; 8 – монолитные участки перекрытия; 9 – стенки вертикальных диафрагм жесткости, совмещенные с ограждением лестнично-лифтового узла

Эти ригели, как правило, пропущены сквозными на всю длину и ширину здания, а в пределах каждой ячейки каркаса в плане образуют замкнутую монолитную железобетонную раму, жестко сопряженную по углам с колоннами. Монолитные ригели позволяют перераспределять нагрузку в плоскости всего диска перекрытия, которое приобретает свойства мембраны, а весь каркас становится пространственно-распределенным и ведет себя как единое целое.

Особенностью каркаса является учет действия в плоскостях дисков перекрытий возникающих распорных усилий по их обоим осям. Данный распор действует разгружающе и позволяет исключить металл в тех местах, где он не работает.

Основные элементы

Ригели. Несущие ригели выполняются прямоугольного либо таврового поперечного сечения. Полки тавровых несущих ригелей размещают в стяжке пола над верхом сборных многопустотных

плит. Несущие ригели, расположенные на краю диска перекрытия и размещаемые в наружной стене здания, могут быть выполнены с высотой сечения, превышающей толщину многопустотных плит.

Несущие ригели, изготовленные целиком из монолитного бетона, могут быть выполнены как с обычной ненапрягаемой, так и с предварительной напряженной рабочей арматурой. Напрягаемую арматуру размещают в сквозных каналах на всю длину (ширину) здания согласно эпюре моментов и натяжение ее осуществляют на затвердевший бетон ригелей. После натяжения арматуры каналы инъецируют цементным раствором. Связевые ригели целесообразно выполнять без предварительного напряжения рабочей арматуры.

Плиты перекрытий. В дисках перекрытий данной серии используются как традиционные типовые плиты, так и плиты безопалубочного формования. Типовые многопустотные плиты изготавливают длиной требуемой по проекту, обеспечив с обоих торцов открытые на глубину 100 ± 20 мм цилиндрические пустоты, а также выпуски продольной рабочей стержневой арматуры на длину 150 ± 10 мм. Плиты по ширине предусмотрены двух типоразмеров, равных номинально величине 120 или 150 см. На боковых поверхностях плит выполнены шпуночные углубления, обеспечивающие их совместную работу в составе диска перекрытия с соседними плитами в межплитных швах. В многопустотных плитах безопалубочного формования вдоль боковых поверхностей плит выполнены продольные пазы, предназначенные для образования межплитного шва омоноличивания. Плиты снабжены только продольным рабочим армированием в виде проволоки или канатов и не имеют поперечного армирования. Выпусков арматуры на торцах эти плиты не имеют.

Колонны. Для каркаса могут быть применены колонны поэтажной разрезки и многоэтажные. Колонны поэтажной разрезки выполняют как сборными, так и из монолитного железобетона. По конструкции колонны принимают типовыми бесконсольными с традиционными конструкциями стыков (на ванной сварке и т.п.) либо, предусмотренные серией, колонны с плоскими бессварными стыками на болтовых соединениях (ВИНСТ), монтаж которых не требует применение кондукторов.

Каркасы с несущими ригелями постоянной ширины сечения по их длине при многопустотных плитах с высотой сечения 22 см при-

меняют при шаге колонн до 7,20 м. При необходимости увеличения размеров пролетов свыше указанного применяют сборные многопустотные плиты с большей высотой сечения (26,30 см).

Для увеличения размеров сетки колонн в плане свыше 7,20 м с применением многопустотных плит толщиной 22 см применяют такой вариант конструкции каркаса, при котором монолитное ребро несущего ригеля в каждом пролете у колонны имеет ширину в 1,8–2,5 раза больше, чем в середине пролета. Для этого многопустотные плиты, расположенные непосредственно у связевых ригелей, выполняют соответственно короче по длине, нежели остальные плиты каждой ячейки каркаса. В остальном каркас выполняют так же, как и в рассмотренном выше варианте.

Особенности расчета

Проверку прочности элементов каркаса при расчетных сочетаниях нагрузок по первой группе предельных состояний расчетом производят для опасных сечений несущих ригелей (посередине пролета и у колонн) на действие изгибающего момента и поперечной силы в вертикальной плоскости, а также крутящих моментов и изгиба в горизонтальной плоскости в ригелях, расположенных на контуре дисков перекрытия. В серединах пролетов многопустотных плит эти конструкции проверяют на действие изгибающего момента с учетом продольных распорных усилий, возникающих в их сечениях в условиях стесненных деформаций. Также необходима проверка прочности наиболее нагруженных сечений колонн, их стыков и стыков и узлов сопряжения сборных железобетонных элементов с монолитными.

При расчете шпонки определяется несущая способность ее на срез и изгиб, прочность, а также производят расчет на отрыв верхней полки. Расчет выполняется в соответствии с Указаниями БелНИИС.

Достоинства

1. Использование стандартных пустотных плит перекрытий и колонн, выпускаемых в огромном количестве.

2. Отсутствие выступающих ригелей при любом шаге колонн, вплоть до 8,4 м, отсутствие жестких требований по размеру ячейки и возможность сдвигать колонны вдоль монолитных ригелей обеспечивает свободу выбора объемно-планировочных решений.

3. Минимальный расход монолитного бетона, максимальное использование сборных элементов и новые решения стыков колонн позволяют строить быстрыми темпами независимо от погодных условий.

4. Расход арматурной стали на сборно-монолитный каркас здания составляет 50...85% от расхода арматуры в случае аналогичного здания, выполненного в монолитном каркасе с обычным «распределенным» армированием дисков перекрытий арматурными сетками. Следовательно, каркас имеет самую низкую себестоимость.



График 1. Относительный расход арматурной стали на армирование монолитных и сборно-монолитных каркасов

ЛИТЕРАТУРА

1. Серия Б1.020.1-7 «Сборно-монолитная каркасная система МВБ-01 с плоскими перекрытиями для зданий различного назначения».
2. «Указания по расчету и конструированию сборно-монолитного каркаса серии Б1.020.1-7». Разработали: к.т.н. А.И. Мордич (руководитель), инж. В.Н. Белевич, к.т.н. В.Н. Симбиркин, инж. С.Л. Галкин, при участии инженеров О.В. Лазакович, Д.И. Навоя, В.П. Райчева, А.Н. Миронова, А.И. Чубрика, В.В. Мальцевой, О.В. Сапоненко.

3. «Рекомендации по расчету и конструированию сборных железобетонных колонн каркасов зданий серии Б1.020.1-7 с плоскими стыками ВИНСТ». Научно-исследовательское и экспериментально-проектное республиканское унитарное предприятие "Институт БелНИИС".
4. В.Н. Симбиркин. Проектирование железобетонных каркасов многоэтажных зданий с помощью ПК STARK ES// Информационный вестник Мособлгосэкспертизы, 2005. – № 3(10). – с. 42–48.

Система нормативных документов РБ в области технической эксплуатации, ремонта и реконструкции зданий и сооружений, их гармонизация с Европейскими стандартами

Шилов А.А.

(Научный руководитель – Шилов А.Е.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Важность продления срока службы объектов строительства постоянно возрастает во всем мире особенно в связи с сокращением инвестиций в новое строительство из-за кризисных явлений в мировой экономике. В странах бывшего СССР данная проблема имеет свою специфику, осложнена невысоким качеством материалов, конструкций и строительных работ (т.е. низкой начальной надежностью здания) и неудовлетворительной эксплуатацией без соблюдения всех необходимых мероприятий по регулярному надзору, обслуживанию, санитарному содержанию и ремонту конструкций и инженерных систем.

В совокупности, изложенные причины привели к росту числа аварий, хотя анализ показывает, что, как, и в других странах, их основной причиной, в большинстве случаев, являются грубые ошибки и нарушения требований норм при проектировании, строительстве и (несколько реже) при эксплуатации. Очевидно, что для снижения аварийности следует усилить работу по всем обозначенным направлениям, в том числе надзорным органам. Надо внимательно изучать опыт других стран, в частности Германии, где, после известных крупных аварий зрелищных сооружений в Австрии и Польше, в короткий срок была разработана и внедрена четкая система требований по мониторингу за эксплуатируемыми зданиями и сооружениями, учитывающих назначение зданий, их конструктивную схему и т.п. Установлены жесткие требования к экспертам, осуществляющим диагностику, определена периодичность обследований различного уровня детализации, установлены санкции к владельцам зданий за несоблюдение разработанных рекомендаций. Несмотря на экономический кризис, государственное финансирование работ по надзору за зданиями и сооружениями в странах Западной Европы в 2009 году сократилось незначительно.

Проблемы сохранения и продления сроки службы зданий и сооружений имеют важное значение, т.к.:

1. Состояние многих зданий неудовлетворительное (т.е. безопасная эксплуатация не обеспечена).

2. Сроки эксплуатации многих зданий превышают "нормативные".

3. Увеличение стоимости строительных материалов и работ, что приводит к уменьшению объёмов строительства. Выход: наращивание объёмов реконструкции.

4. Сокращение инвестиций в новое строительство из-за кризисных явлений в экономике. Выход: правильная эксплуатация и продление срока службы.

5. Многие здания эксплуатируются не по назначению и (или) в противоречие проектной документации.

6. Несоблюдение ТНПА в области технической эксплуатации, обследования и реконструкции зданий и сооружений.

7. Неудовлетворительная работа служб, отвечающих за безопасную эксплуатацию зданий и сооружений. Отсутствие на объекте обязательной документации.

8. Отсутствие лицензирования на работы.

Для решения этих проблем в Республике Беларусь решаются следующие задачи:

- Создание нормативной документации по соответствующим направлениям;
- Строгое соблюдение действующих ТНПА – главное условие повышения надёжности и долговечности зданий и сооружений;
- Создание специализированных служб и организаций, занимающихся вопросами технической эксплуатации;
- Разработка новых положений о выдаче лицензии на специальные виды работ.

Существующая в РБ на настоящем этапе система нормативных документов в области технической эксплуатации реконструкции зданий и сооружений условно состоит из 3-х уровней:

1. ТКП и СНБ. В области обследования технической эксплуатации и реконструкции зданий и сооружений в последние годы разработана соответствующая система ТНПА реализуется, в основном, по двум направлениям:

- Нормы и правила технической эксплуатации зданий и сооружений различного назначения;
- Правила проведения обследований и оценки технического состояния зданий и сооружений строительных конструкций и инженерных систем;

2. СТБ. Эти документы регламентируют качество материалов, методы контроля свойств, отдельных изделий, технологических процессов и т.д.;

3. РДС – руководящий документ строительства. Документы этого уровня регламентируют выполнение процедур в области взаимодействия субъектов строительства.

Разработанная система документации в основном иерархическая. Например, основные требования к состоянию и обслуживанию строительных конструкций, изложенные в ТКП 45-1.04-208-2010, конкретизируются в дополняющих этот документ ТКП по эксплуатации зданий различного назначения, а каждое ведомство или отдельное предприятие должно разрабатывать соответствующие инструкции с учетом специфики конкретных отраслей, производств и т.п. Требования ТКП 45-1.04-208-2010 в части классификации видов обследования (общее и детальное), классификации дефектов и технических состояний, принципов оценки износа, признаков пригодности зданий к эксплуатации и т.д. детализируются в ТКП по обследованию в части необходимых объемов и видов работ по различным видам конструкций. Детальные правила и методики по определению нагрузок, характеристик материалов, особенностям расчета, в свою очередь конкретизируются в ТКП на обследование металлических, железобетонных и других конструкций.

В ТКП 45-1.04-208-2010 изложены основные проектные требования и принципы организации проектирования ремонта, реконструкции, модернизации и реставрации зданий и сооружений, конкретизируемые в ТКП 45-1.02-104-2008. Кроме того, в данном ТКП для каждого из указанных видов инвестиционной деятельности даны ориентировочные перечни конкретных видов строительных работ. Это необходимо для правильной организации финансирования работ и последующей уплаты налогов.

Таким образом, нормы ТКП 45-1.04-208-2010 и развивающие их документы подразумевают, что предлагаемая схема надзора за зда-

ниями эксплуатирующими службами и периодически осуществляемые общие обследования специализированными организациями (сроки проведения, которых должны, как правило, совмещаться со сроками внесения изменений в паспорт здания), обеспечат эффективный мониторинг и своевременное выполнение ремонтных мероприятий для продления срока службы зданий.

В настоящее время в Европе действуют *ISO/DIS 13822* – международный стандарт, который называется "Основы проектирования конструкций. Оценка существующих конструкций". В целом идеи, заложенные в этом международном стандарте, не имеют принципиальных отличий от положений, используемых в системе ТНПА Республики Беларусь, однако имеются определённые различия:

1. Данный документ относится к оценке технического состояния эксплуатационной пригодности только строительных конструкций, а не здания в целом. Т. е. не рассматривает несущие элементы (полы, оконное заполнение, отделка), оценка технического состояния которых имеет также свои особенности.

2. Нормы РБ не требуют обязательной оценки остаточного срока службы конструкции.

3. Принятая терминология иногда отличается не только по наименованию, но и по содержанию от терминов ТНПА РБ.

4. Есть отдельное спорное положение, связанное, например, с допустимостью уменьшать коэффициенты безопасности по материалам и нагрузке для расчета существующих конструкций по сравнению со значениями, установленными в нормах проектирования.

Строгое соблюдение технических нормативных правовых актов в области обследования, технической эксплуатации и реконструкции существующих зданий и сооружений – главное условие повышения их надежности и долговечности.

ЛИТЕРАТУРА

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

2. Отечественная практика и зарубежный опыт нормирования в области обследования и технической эксплуатации зданий, подготовки и аттестации специалистов по данным направлениям В.Г. Казачек, А.Е. Шилов, Е.Л. Коршун // Сборник научных статей «Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров». – Гродно, ГрГУ им. Я. Купалы, 2010. – с. 99-102.
3. Нормирование сроков службы зданий и периодичности ремонтных работ. В.Г. Казачек, А.Е. Шилов // Техническое нормирование, стандартизация и сертификация в строительстве, №3(40). НППРУП «Стройтехнорм». – Минск, 2010. – с. 85-96.

Научное издание

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

Материалы 70-й студенческой
научно-технической конференции

13 мая 2014 года

Технический редактор *О. В. Песенько*

Подписано в печать 09.06.2015. Формат 60×84¹/₁₆. Бумага офсетная. Ризография.

Усл. печ. л. 10,00. Уч.-изд. л. 7,82. Тираж 70. Заказ 660.

Издатель и полиграфическое исполнение: Белорусский национальный технический университет.

Свидетельство о государственной регистрации издателя, изготовителя, распространителя
печатных изданий № 1/173 от 12.02.2014. Пр. Независимости, 65. 220013, г. Минск.