

Министерство образования Республики Беларусь
БЕЛОРУССКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ
УНИВЕРСИТЕТ

Строительный факультет

СОВРЕМЕННЫЕ МЕТОДЫ
РАСЧЕТОВ И ОБСЛЕДОВАНИЙ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Материалы 67-й студенческой
научно-технической конференции

26 апреля 2011 года

Минск
БНТУ
2011

УДК 888Q 6Q37Q
ББК 38.51я43
С 56

Редакционная коллегия:

В.Ф. Зверев – канд. техн. наук, зав. кафедрой «Железобетонные и каменные конструкции»,

А.Н. Ловыгин – канд. техн. наук, доцент 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 67-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

Азарова О.С.

Сопоставление вариантных расчетов монолитной плиты
перекрытия офисно-гостиничного комплекса в г. Минске 6

Александров Р.С.

Выбор рациональной методики испытания на сцепление
арматуры с бетоном..... 9

Баскин В.М.

Сравнительный анализ конструктивных решений покрытия
спортивного зала ФОК 12

Боголейко А.В., Боголейко А.В.

Расчет монолитной железобетонной плиты перекрытия
на продавливание (местный срез) 15

Гулевич П.М.

Анализ результатов моделирования многоэтажного
производственного здания в ПК Lira 9.6 и сравнение
их с расчетом в первом курсовом проекте по дисциплине
«Железобетонные и каменные конструкции» 19

Дмитриева Е.Н., Богук Р.Н.

Конструктивные варианты дисков перекрытий из сборного
и монолитного железобетона здания выставочного центра 21

Досько В.А.

Анализ прочности комбинированных стыков многопустоных плит
с монолитными стенами многоэтажных зданий 23

Дубатовка А.И.

Сравнительный анализ расчета и конструктивных решений
колонн по СНБ 5.03.01-02 и СП 52-101-2003 многоуровневой
автостоянки в комплексе с автовокзалом и объектами торговли
в г. Минске. 28

<i>Коледа С.М.</i> Расчет двускатной балки на действие поперечной силы по СНБ 5.03.01-02 и ТКП EN 1992	322
<i>Конотоп Л.В.</i> Жилой крупнопанельный дом на основе широкого шага поперечных несущих стен	344
<i>Латыши А.В.</i> Особенности проектирования и расчета междуэтажного перекрытия с предварительно напряженной арматурой в построчных условиях	355
<i>Литосова Е.В., Янчук А.А.</i> Учет снеговых нагрузок при выполнении курсового и дипломного проектирования в свете требований ТКП EN 1991	399
<i>Мадалинская Н.Г.</i> Анализ результатов обследования технического состояния несущих элементов каркаса многоэтажных монолитных зданий....	46
<i>Масюк А.С.</i> Перекрытия из сборно-монолитного железобетона с применением напрягающего бетона	49
<i>Панько П.П.</i> Гидроизоляция конструкций подземных сооружений как функция их надежности и долговечности	51
<i>Пивоваров С.В.</i> Сравнительный анализ конструктивных решений базовой станции сотовой связи стандарта GSM на кровле здания завода по производству панелей для секционных ворот в г. Минске	55
<i>Регино Е.Ю.</i> Сравнение вариантов конструктивного решения покрытия бассейна	57

<i>Титов А.Л.</i> Сталежелезобетонные конструкции	60
<i>Ткачик П.П.</i> Расчет конструкций концертного зала детской филармонии по СНБ 5.03.01-02 и EN 1992-1-1-2009.....	65
<i>Шрамова С.С.</i> Определение несущей способности внецентренно сжатых колонн при симметричном армировании, расположенном по контуру сечения.....	68

Сопоставление вариантных расчетов монолитной плиты перекрытия офисно-гостиничного комплекса в г. Минске

Азарова О.С.

(Научный руководитель – Шилов А.Е.)

Белорусский национальный технический университет,

Минск, Беларусь

Цель работы: рассчитать монолитную плиту перекрытия типового этажа офисно-гостиничного комплекса, варьируя основными ее параметрами, а также монолитную колонну подземного этажа при различных вариантах перекрытия и сопоставить полученные результаты, выбрав наиболее оптимальный.

Конструктивное решение офисно-гостиничного комплекса.

При разработке конструктивных решений учтены требования СНБ 5.03.01-02 «Бетонные и железобетонные конструкции» с изменениями 1, 2, 3, 4, 5.

По данным технического заключения по инженерно-геологическим изысканиям грунты слабоагрессивные к бетону марки W8 и неагрессивны к бетону марки W10 по водонепроницаемости. С учетом инженерно-геологических условий строительства в проекте принято свайное основание из буропрессионных свай. Диаметр и длины сваи приняты на основании натурных испытаний пробных свай статической вдавливающей нагрузкой. Планировочная отметка земли по контуру здания офисно-гостиничного комплекса 205,2500...206,500.

Отметка подошвы ростверка – 201.150. Конструкция ростверка принята в виде сплошной плиты (толщиной 500 мм) с утолщениями в зоне колонн. Ростверк запроектирован из бетона марки W12 по водонепроницаемости. Стены подвала – монолитные железобетонные толщиной 300 мм. По наружному периметру стен здания выполнена оклеечная гидроизоляция. Здание офисно-гостиничного комплекса состоит из 2-ух корпусов, связанных между собой общей подземной частью (включающий в себя паркинг и технические помещения) и общими 1-м и 2-м этажами. Офисный и гостиничный корпус запроектированы в монолитном железобетонном каркасе.

Краткая характеристика офисного комплекса:

- высота подземного этажа – 4,1 м, 1-го – 4,5 м, 2-го – 4,2 м, 3–15-го – 3,3 м;
- сетка колонн от 5,5×8,0 м до 8,0×8,0 м;
- сечение колонн от 400×400 мм до 700×700 мм;
- плита перекрытия подземного и 1-го этажа – толщиной 250 мм с капителями в зоне колонн; плита покрытия подземного гаража под эксплуатируемой кровлей – толщиной 300 мм с капителями в зоне колонн, плита перекрытия типового этажа – толщиной 220 мм с капителями в зоне колонн.

Краткая характеристика гостиничного блока:

- высота подземного этажа – 4,1 м, 1-го – 4,5 м, 2-го – 3,3 м, 3–10-го – 3,6 м;
- сетка колонн радиально – меридиональная от 6,1×7,5 м до 7,8×7,5 м;
- сечение колонн от 400×400 мм до 600×600 мм;
- плита перекрытия – толщиной 220 мм с контурной балкой.

При проектировании принята рамно-связевая конструктивная схема каркаса. Устойчивость каркаса обеспечивается совместной работой дисков перекрытий, колонн, диафрагм жесткости и жесткими узлами сопряжения элементов каркаса между собой. Плиты перекрытия рассчитаны на восприятие вертикальных нагрузок по СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия» в зависимости от эксплуатационной принадлежности помещения. При расчете каркаса приняты сочетания нагрузок согласно требованиям приложения А к СНБ 5.03.01-02 «Бетонные и железобетонные конструкции».

Анализ результатов расчета. Выполнен расчет монолитной плиты перекрытия типового этажа и монолитной колонны подземного этажа гостиничного блока с варьированием следующих параметров монолитного перекрытия типового этажа:

- размеров и класса бетона, т.е. при толщине перекрытия $h = 220$ мм и $h = 250$ мм, а также классах бетона С 25/30 и С 30/37.

С помощью программного комплекса «ЛИРА» было рассчитано требуемое армирование монолитной плиты перекрытия при вышеуказанных параметрах, получен характер распределения напряжений в плите и определены перемещения в различных сечениях перекрытия.

На основании анализа полученных результатов сделан следующий вывод: монолитную плиту перекрытия типового этажа офисно-гостиничного комплекса рациональнее запроектировать толщиной $h = 220$ мм из бетона класса С 25/30, так как это наиболее экономичный вариант.

После того, как плита была законструирована, произведен расчет на продавливание в соответствии с требованиями СНБ 5.03.01-02 «Бетонные и железобетонные конструкции». Результат проделанного расчета:

– при выбранных параметрах прочность монолитной плиты перекрытия обеспечена, установка поперечной арматуры по расчету не требуется.

Произведен расчет и конструирование монолитной колонны подземного этажа по программному комплексу «ЛИРА». В результате была законструирована внецентренно-нагруженная колонна сечением 500×500 мм. Армирование – 12 стержней диаметром 25 мм класса S 500. Сделан вывод о наиболее рациональном использовании размера плиты $h = 220$ мм во избежание перерасхода бетона и передачи большей нагрузки на колонну ($\rho = 2,36$ %).

Для обеспечения устойчивости колонны от бокового выпучивания вертикальной арматуры устанавливаем хомуты из арматуры диаметром не менее $0,25 \times d = 0,25 \times 25 = 6,25$ мм и не более 12 мм. Таким образом, принимаем арматуру диаметром 8 мм класса S 240 с шагом не более $12 \times d = 12 \times 25 = 300$ мм (п. 11.2.24 СНБ 5.03.01-02 «Бетонные и железобетонные конструкции»). Шаг хомутов равен 300 мм.

В конечном итоге были рассчитаны и законструированы монолитная плита перекрытия типового этажа и монолитная колонна подземного этажа офисно-гостиничного комплекса, а также приняты их сечения по оптимальным и экономичным показателям в соответствии с действующими нормативными документами.

ЛИТЕРАТУРА

1. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85 / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 36 с. – С изм. № 1 РБ.
2. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2003. – 140 с.

**Выбор рациональной методики испытания
на сцепление арматуры с бетоном**

Александров Р.С.

(Научный руководитель – Хотько А.А.)

Белорусский национальный технический университет,

Минск, Беларусь

Раскрытая в многочисленных публикациях актуальность исследований сцепления арматуры с бетоном требует обоснованного подхода к выбору методики проведения таких исследований. Целью данной работы являлось выполнение анализа существующих методик испытаний на сцепление арматуры с бетоном.

Из всего многообразия методик наибольшее распространение получили испытания, при которых производится выдергивание арматуры из бетонной призмы. Это объясняется относительной простотой экспериментальных образцов и применяемого оборудования. При этом большинство исследователей берет за основу методику, рекомендованную РИЛЕМ/ЕКБ/ФИБ [1].

К положительным моментам данной методики следует отнести тот факт, что за значительный промежуток времени накоплено большое количество исследований полученных по данной методике, которые можно сопоставлять и анализировать.

К отрицательным сторонам метода на выдергивание можно отнести следующее:

1) на границе «образец – опорная плита» возникают контактные напряжения, из-за чего наступление предельного состояния может произойти от смятия бетонной призмы в области опирания, а не от исчерпания сцепления арматуры и выдергивания арматурного стержня;

2) напряженное состояние бетона и арматуры при таких испытаниях не соответствуют подавляющему большинству случаев, встречающихся на практике. При таком методе испытания арматурный стержень растянут, а бетон сжат, что очень редко наблюдается в реальных конструкциях;

3) толщина защитного слоя бетона при таких испытаниях составляет порядка 50, что также не соответствует реальным конструкциям;

4) за счет сил трения, действующих по поверхности контакта бетона образца и опорной стальной пластины, возникает эффект обоймы, т.е. силы трения сдерживают поперечные деформации бетона, окружающего арматурный стержень, что приводит к завышенным значениям прочности и жесткости сцепления;

5) анализ картины распределения напряжений сцепления по длине заделки показал, что с увеличением нагрузки, максимальное значение напряжений сцепления увеличивается и перемещается от загруженного конца арматуры к незагруженному концу, что приводит к сравнительно высоким значениям данной величины в сечениях близких к незагруженному концу арматуры. Объяснить данное явление можно тем, что в этом сечении арматурный стержень обжат бетоном, что, вероятно, характерно только для методики, рекомендованной ЕКБ ФИП [2].

Помимо испытания на выдергивание существует еще десятки методик проведения испытания для определения характеристик сцепления арматуры с бетоном, но каждая из них имеет свои недостатки, например: сложность обработки результатов, наличие поперечного обжатия арматуры, не соответствие реальной конструкции и так далее.

Анализ литературных источников показывает, что методика проведения испытаний для определения характеристик сцепления существенно влияет на их результаты. Так, методика испытания «на выдергивание» не только дает завышенные значения прочности сцепления по сравнению с теми, которые могут быть реализованы в большинстве практических случаев, но может также приводить к функциональным зависимостям, которые не справедливы для большинства реальных конструкций. Кроме того методика западных стран позволяет установить влияние на сцепление таких факторов как защитный слой бетона [3].

Наиболее удачной схемой испытания, по нашему мнению, в которой будут сведены к минимуму все факторы, благоприятно влияющие на сцепление, будет являться схема, представленная на рисунке 1. Испытания по такой схеме реализованы в исследованиях многих авторов стран запада и США.

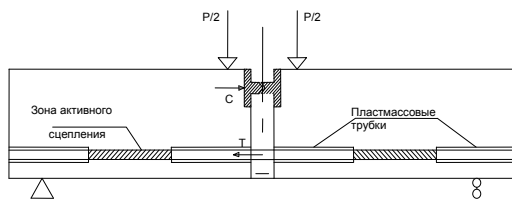


Рис. 1. Схема испытания на сцепление арматуры с бетоном

В настоящее время ведется работа по определению наиболее удачного и обоснованного метода испытания на сцепление арматуры периодического профиля с бетоном. Предполагается, что экспериментальные исследования будут иметь вид испытания на изгиб, которые будут максимально приближены к работе реальной конструкции и с помощью которых можно будет получить картину влияния периодического профиля на сцепление с бетоном.

ЛИТЕРАТУРА

1. Драган, А.В. О выборе методики исследования сцепления стальной арматуры с бетоном / А.В. Драган // Вестник БрГТУ. – 2007. – №1. – С. 12–16.
2. Холмянский, М.М. Контакт арматуры с бетоном / М.М. Холмянский. – М.: Стройиздат, 1981. – 184 с.
3. Дегтярев, В.В. О статье И.Н.Тихонова, В.З.Мешкова, Г.Н.Судакова «О нормировании анкеровки стержневой арматуры» / В.В. Дегтярев // Бетон и железобетон. – 2006. – № 3. – С. 25–27.

**Сравнительный анализ конструктивных решений
покрытия спортивного зала ФОК**

Баскин В.М.

(Научный руководитель – Мадалинский Г.Г.)

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

Тема моего дипломного проекта представляет собой «Расширение комплекса зданий главного управления НБ РБ с возведением ФОК». Одним из главных функциональных помещений любого ФОК является спортивный зал.

В данном случае размеры спортивного зала в плане составляют 30×15 м. Покрытие такого помещения можно решить различными вариантами. Рассмотрено два из них:

- 1) использование стальных ферм из гнуто-сварного профиля;
- 2) применение складчатых железобетонных конструкций.

Остановимся на каждом более подробно.

Использование ферм из гнуто-сварного профиля (ГСП).

Применение ферм из гнуто-сварного профиля сейчас широко распространено. Такой вариант несущих конструкций покрытия применяется в спортивных залах, гипермаркетах, ангарах, цехах промышленных зданий. Такое распространение достигается за счет небольшой массы и хороших прочностных характеристик материала (рис. 1).

Собрав нагрузку на 1 м^2 покрытия и проведя необходимые расчеты, я законструировал ферму из ГСП со следующими размерами элементов:

- $140 \times 100 \times 4$ – верхний пояс фермы;
- $100 \times 100 \times 4$ – нижний пояс и опорные раскосы фермы;
- $80 \times 80 \times 4$ – решетка фермы.

Марка стали С 345. Расчетная нагрузка на 1 м^2 покрытия с учетом собственного веса ферм составляет $4,3 \text{ кН/м}^2$.

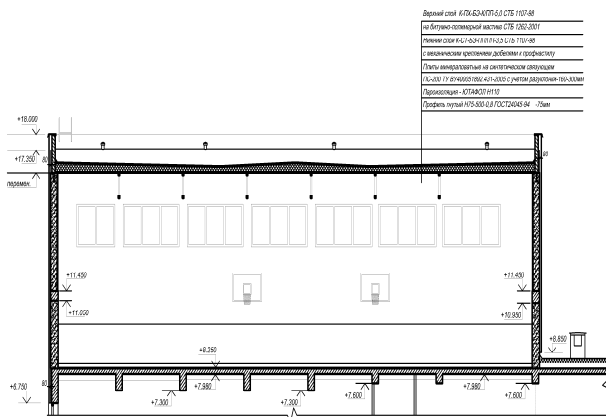


Рис. 1. Несущие конструкции покрытия фермы из ГСП

Применение складчатых железобетонных конструкций.

Складчатые железобетонные конструкции ввиду своей геометрической формы имеют некую архитектурную привлекательность. Этот факт позволяет использовать их для покрытия актовых залов, железнодорожных вокзалов (Казанский ж/д вокзал в Москве) и т.д.

Запроектированная в 80-е годы конструкция балок-складок проверена на нагрузку с учетом изменившейся и ужесточенной нормативной базы (рис. 2).

В результате расчетов получилось, что конструкция выдерживает нагрузку с учетом современных норм по первой и по второй группе предельных состояний.

В расчетах использовался бетон класса С 20/25, напрягаемая канатная арматура К 7, расчетная нагрузка на 1 м^2 составляет $6,8 \text{ кН/м}^2$.

Сравнение выбранных вариантов конструкции покрытия сведено в табл. 1.

**Расчет монолитной железобетонной плиты перекрытия
на продавливание (местный срез)**

Боголейко А.В., Боголейко А.В.

(Научный руководитель – Босовец Ф.П.)

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

Проект православного приходского дома представляет собой комплекс сооружений, в центре которого расположен небольшой православный храм с размерами в плане $13,5 \times 13,5$ м с примыкающей с восточной стороны апсидой. Церковь сверху венчается многогранной колокольной с луковичным куполом. Общая высота храма 40 метров. По обе стороны от храма предусмотрено строительство многоэтажных корпусов административно-хозяйственного и духовно-просветительского назначения. Церковь выполнена в сборно-монолитном варианте с ограждающими конструкциями из керамического кирпича. Из кирпича выполнена и колокольня. Купол над колокольной высотой 7,5 м изготовлен из деревянных конструкций и обшит медным листом. В многоэтажных корпусах расположенных по обе стороны от Храма использована конструктивная схема, состоящая из рамно-связевого монолитного каркаса (монолитные железобетонные колонны и короткие диафрагмы жесткости, на которые опираются монолитные диски перекрытий толщиной 200 мм). Настоящая работа посвящена исследованию сопряжения дисков перекрытий с диафрагмами жесткости имеющих толщину в сечении 200 мм. Известно, что безбалочные плитные конструкции перекрытий при действии на них равномерно-распределенной нагрузки (постоянной и полезной) на ограниченной площади разрушаются от продавливания.

Теоретические расчеты показывают, что продавливание таких плит происходит по большому основанию пирамиды, боковые грани которой наклонены к основанию под углом $33,7^\circ$, а высота пирамиды равна рабочей высоте (толщине) плиты $d = 170$ мм. В нашем исследовании рассматривается опирание монолитной плиты на край диафрагмы (рис. 1). Грузовая площадь края диафрагмы создает нагрузку равную 240 кН.

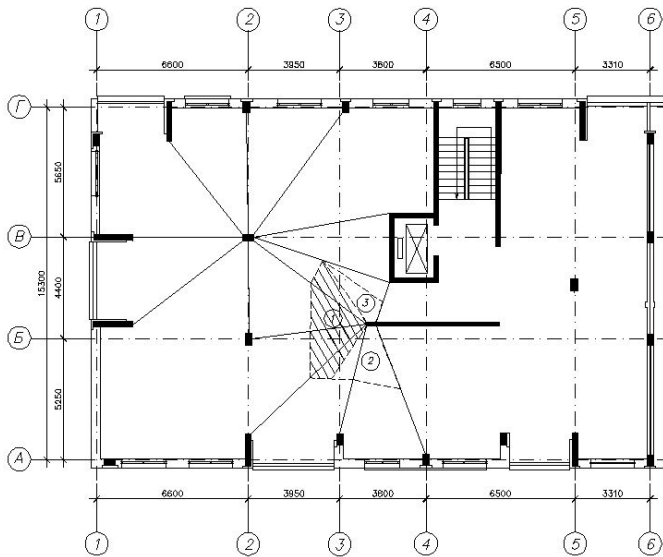


Рис. 1. Фрагмент плана 3-го этажа административно-хозяйственного здания

Эта нагрузка передается на боковые грани края диафрагмы на участках размером $200 \times 200 \times 200$ мм. При наличии в плите только горизонтальных сеток прочность плиты по наклонному сечению на действие поперечной силы и по наклонной сжатой полосе не обеспечена. Не обеспечена прочность плиты и на продавливание (на местный срез) при отсутствии вертикальной арматуры.

Поэтому с целью увеличения прочности на местный срез (продавливание) и на действие поперечной силы в зонах примыкания плиты к диафрагме были установлены веерообразно короткие арматурные каркасы (рис. 2–4). Поперечная арматура в каркасах была принята диаметром 10 мм класса S 500 $f_{ywd} = 348$ МПа с шагом 130 мм.

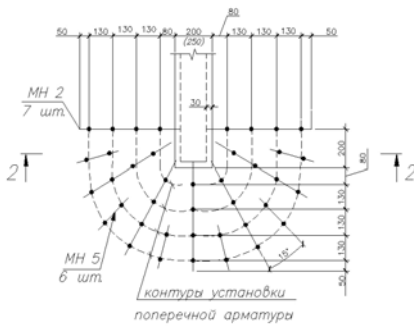


Рис. 2. Характер поперечного армирования плиты у торца диафрагмы

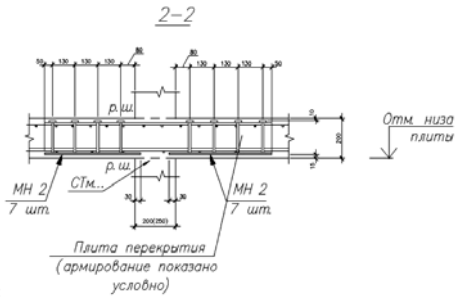


Рис. 3. Армирование плиты у диафрагмы

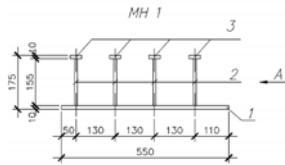


Рис. 4. Конструкция короткого каркаса

Каркасы устанавливались перпендикулярно к линии критического периметра “u”. Длина каркасов принята $l = 550$ мм. Ниже приведены формулы (1–5) для определения прочности плиты с поперечным армированием на местный срез (продавливание):

$$V_{sd} = \frac{\beta \cdot V_{sd}}{u}, \quad (1)$$

$$V_{sd} < \left[0,12 \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \rho_\ell \cdot f_{ck}} - 0,1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot d + \frac{\sum (A S_w \cdot f_y W_d \cdot \sin \alpha)}{u}, \quad (2)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \cdot d = 8 \text{ мм}, \quad (3)$$

$$\rho_\ell = \sqrt{\rho_{\ell x} \cdot \rho_{\ell y}} \leq 0,02, \quad (4)$$

где V_{sd} – результирующая поперечная сила, действующая по длине критического периметра;

β – коэффициент учитывающий влияние внецентренного приложения нагрузки $\beta = 1,15$ (для нашего случая).

$$\sigma_{cp} = \sigma_{cx} + \sigma_{cy}, \quad (5)$$

где σ_{cx} , σ_{cy} – нормальные напряжения в бетоне для расчетного сечения по направлению x и y.

ЛИТЕРАТУРА

1. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2003. – 140 с.

**Анализ результатов моделирования многоэтажного
производственного здания в ПК Lira 9.6 и сравнение их
с расчетом в первом курсовом проекте по дисциплине
«Железобетонные и каменные конструкции»**

Гулевич П.М.

(Научный руководитель – Коршун Е.Л.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Современное проектирование немислимо без использования электронных средств автоматизированного проектирования (САПР). Расчетные программы позволяют инженеру-строителю значительно сэкономить свое время, тщательнее изучить НДС конструкции, получать более качественную и адекватную информацию с учетом всевозможных факторов. Но использование САПР, тем не менее, не перекладывает на программу (либо на ее создателей) ответственность, возложенную на инженера-конструктора.

Целью данной работы является выполнение расчета четырехэтажного промышленного здания с неполным каркасом с помощью ЭВМ с использованием программного комплекса Lira 9.6 а также сравнения и анализа полученных результатов, с результатами ручного расчета выполняемого в курсовом проекте «Одноэтажное промышленное здание» по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции».

В работе исследуется проблема моделирования сопряжения железобетонной монолитной плиты перекрытия с балками. Рассматривается два варианта сопряжения: первый - на жестких вставках, второй – с использованием тавровой балки и создаются две расчетные модели.

Перекрытие при этом загружалось постоянной нагрузкой от собственного веса конструкций и переменной полезной нагрузкой.

При сравнении и анализе построенных изополей изгибающих моментов вдоль оси ОУ по результатам расчетов монолитного перекрытия выполненных по обеим моделям можно сделать седующий вывод, что распределение значений моментов по плоскости перекрытия и их величины практически одинаковы. При сравнении

результатов компьютерного моделирования и результатов ручного расчета можно сделать следующие выводы:

– ручной счет дал завышенные, приблизительно на 20%, значения моментов в сравнении с расчетами по программе Liga по обем моделям;

– значения опорных моментов на второстепенных балках на участках примыкающих к колонне несколько большие, чем опорные моменты на второстепенных балках на участках примыкающих к главным балкам, что связано с деформациями главных балок.

Каждая модель хорошо описывает только определенный вид конструкции. Поэтому, при расчете целесообразно для контроля полученных результатов создавать несколько моделей.

ЛИТЕРАТУРА

1. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. – Минск, МаиС Республики Беларусь.

2. Пецольд, Т.М. Учебно-методическое пособие о выполнении курсового проекта по дисциплин «Железобетонные и каменные конструкции» для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» / Т.М. Пецольд [и др.]. – Минск: БНТУ, 2006.

Конструктивные варианты дисков перекрытий из сборного и монолитного железобетона здания выставочного центра

Богук Р.Н., Дмитриева Е. М.

(Научный руководитель – Пецольд Т.М.)

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

Трехэтажное здание выставочного комплекса с подземной автостоянкой имеет габаритные размеры в плане $70,9 \times 53,2$ м и входит в состав Свято-Елизаветинского монастыря в г. Минске. Располагаясь в зоне существующей застройки, здание имеет сложную конфигурацию в плане. Высота этажа автостоянки – 3 м, остальных трех этажей – 4,5–4,8 м. Степень ответственности здания – I, а огнестойкости – III. Наружные стены толщиной 400 мм выполняются из ячеистых бетонных блоков с последующим утеплением «термошубой». Часть фасадов здания выполнена в виде витражей из стеклопакетов системы «спайдер».

Конструктивная часть проекта сегодня находится в стадии проработки нескольких возможных вариантов, которые бы учитывали архитектурные и технологические особенности выставочного комплекса.

В конструктивной части проекта было рассмотрено два варианта каркасной системы здания с переменными пролетами плит и регулярным шагом колонн, равным 6 м. Рассматривались ячейки $6 \times 7,2$ м и 6×6 м.

Первый вариант был разработан с применением монолитного железобетона с использованием безбалочной схемы перекрытий без капителей. Сечение колонн – 300×300 мм. Толщина монолитной железобетонной плиты – 200 мм. Бетон класса С 30/37 (согласно таблице 5.2 СНБ 5.03.01-02, класс по условиям эксплуатации конструкций – ХС1). Арматура стержневая класса S 500. Статический расчет дисков перекрытия выполнен с использованием ПК Лира 9.6. Подбор площади арматуры в сечениях с максимальными изгибающими моментами, а также в зоне колонн при расчете плиты на продавливание показал, что расход стали на диск перекрытия составил – $11,4 \text{ кг/м}^2$ при расходе бетона – $0,2 \text{ м}^3$.

Во втором варианте диски перекрытий выполнены из сборных железобетонных конструкций с такими же ячейками, как и монолитный вариант, но с многопустотными плитами и ригелями. Ригеля имеют форму таврового сечения с полкой, расположенной в нижней зоне, на которую опираются плиты. Бетон конструкций класса С 30/37, рабочая арматура – канаты 12, 15 К-7 по ГОСТ 13840 класса S 1400. Конструктивная арматура класса S 500.

Расход бетона на 1 м² диска перекрытия составил 0,15 м³, а расход стали – 8,1 кг/м².

Таким образом, проектирование двух вариантов дисков перекрытий показало, что в сборном варианте достигнута экономия арматуры и бетона. Но окончательный вариант должен учитывать стоимость технологии изготовления конструкции и их монтаж.

ЛИТЕРАТУРА.

1. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2003. – 140 с. – С изм. № 1, 2, 3, 4, 5 РБ.

Анализ прочности комбинированных стыков многпустоных плит с монолитными стенами многоэтажных зданий

Досько В.А.

(Научный руководитель – Рак Н.А.)

Белорусский национальный технический университет,

Минск, Беларусь

Согласно установившимся тенденциям применения бетона и железобетона в Беларуси получило широкое распространение строительство жилых и общественных зданий с несущими монолитными стенами, выполняемыми в переставной или скользящей опалубке. Поскольку при возведении полностью монолитных гражданских зданий возникают определенные проблемы из-за наличия монолитного перекрытия, актуальным становится использование сборно-монолитных конструкций при проектировании и строительстве.

При оптимизации конструктивных решений сборно-монолитных многоэтажных зданий большое значение имеет применение рациональных конструкций горизонтальных стыков сборных плит перекрытия с монолитными бетонными и железобетонными стенами (рис. 1).

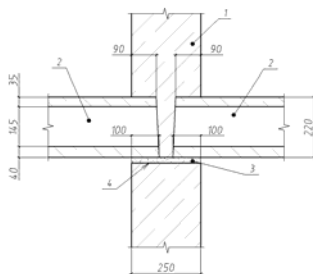


Рис. 1. Комбинированный горизонтальный стык

1 – монолитная железобетонная стена; 2 – пустотная плита перекрытия;
3 – шов из цементно-песчаного раствора; 4 – рабочий шов бетонирования

Основными характеристиками стыков монолитных стен и сборных многпустотных плит перекрытия являются прочность, надежность, технологичность возведения стен и изготовления многпустотных плит.

Для проверки несущей способности данных узлов существуют различные методы расчета, предложенные А.А. Кудзисом [1–3], ЦНИИЭП жилища Госкомархитектуры [4] и др.

В методике расчета [1–3] несущая способность комбинированного горизонтального стыка (рисунок 2) определяется как минимальная из трех определенных для сечений 1-1, 2-2 и 3-3 по следующим зависимостям:

$$\begin{aligned} N_{1-1} &= \psi \cdot \gamma_{b1} \cdot t \cdot l \cdot \varphi_1 \\ N_{2-2} &= \psi \cdot \gamma_{b2} \cdot t \cdot l \cdot \varphi_1 \\ N_{3-3} &= \psi \cdot [f_{cd}^{плиты} \cdot 2 \cdot a_3 \cdot \gamma_3 \cdot \Sigma b_w + \beta \cdot f_{cd}^{стены} \cdot (e - 2a_3) \cdot l], \end{aligned} \quad (1)$$

где $\psi = f(t; l; e_x; e_y)$ – коэффициент, учитывающий влияние эксцентриситетов продольной силы вдоль и поперек стены;

φ_1 – коэффициент, учитывающий влияние прочности раствора на снижение сопротивления стеновых элементов;

$\gamma_{b1}(\gamma_{b2})$ – коэффициент, учитывающий снижение (повышение) прочности бетона в верхней (нижней) зоне стены;

$\gamma_1(\gamma_2; \gamma_3) = f\{f_{cd}; a_1; a_2; a_3; t; \Sigma b_w\}$ – коэффициент условия работы стыка в сечениях 1-1 (2-2; 3-3);

Σb_w – суммарная толщина ребер плиты в сечении 3-3;

t – толщина стены;

l – длина рассматриваемого участка плит перекрытия.

В методике расчета [4] несущая способность стыка определяется с использованием приведенного сопротивления бетона сжатию f_c по формулам

$$N = f_c \cdot t \cdot l, \quad (2)$$

$$f_c = f_{cd} \cdot \eta_m \cdot \eta_j, \quad (3)$$

где N – продольная сжимающая сила, действующая в уровне рассматриваемого опорного сечения;

f_c – приведенное сопротивление бетона сжатию;

$\eta_m = f\{t_m; b_m; R_m; C\}$ – коэффициент учитывающий работу стыка в уровне растворного шва, зависящий от толщины, ширины, прочности растворного шва и класса бетона монолитной стены;

$\eta_l = f\{e_x; \delta; \gamma; \eta\}$ – коэффициент, учитывающий работу стыка в уровне плит перекрытия, зависящий от возможного смещения плит перекрытия, неравномерности загрузки платформенных участков, класса бетона стены и плиты перекрытия;

t – толщина стены;

l – длина рассматриваемого участка плит перекрытия.

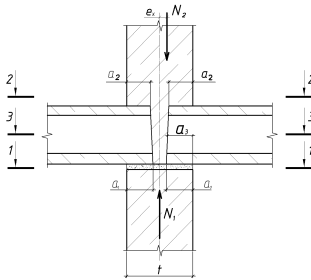


Рис. 2. Комбинированный горизонтальный стык стен из монолитного железобетона

Выполнены расчеты для пяти типов многопустотных плит, в том числе четырех типов многопустотных плит безопалубочного формирования, изготавливаемых по технологиям фирм MaxRot, Weiler, ЭХО и ВИБРОПРЕСС. Кроме того выполнены расчеты для типовых плит (с круглыми пустотами), изготавливаемых в стальных формах. Расчеты выполнены для плиты шириной 1,2 м (сечения плит показаны на рис. 3).

Основные результаты вычислений представлены в таблице 1

Таблица 1

Тип плиты	Несущая способность стыка, КН	
	по методике [1-3]	по методике [4]
MaxRot	1450	1124
ЭХО	1328	1060
ВИБРОПРЕСС	1464	1181
Weiler	1380	1076

Тип плиты	Несущая способность стыка, КН	
	по методике [1-3]	по методике [4]
Типовая с круглыми пустотами	1129	874

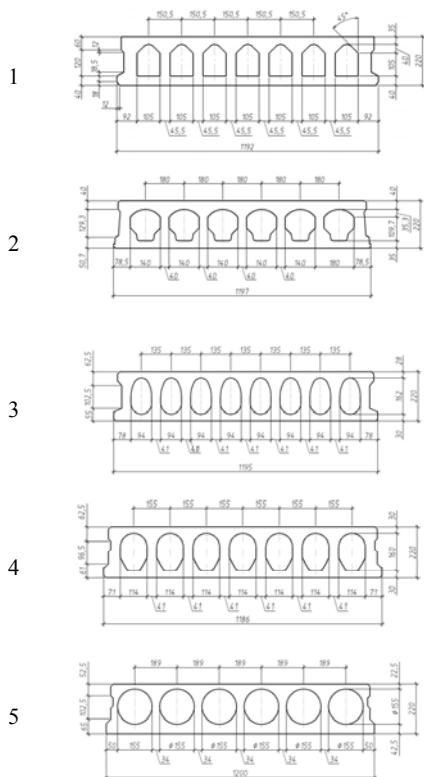


Рис. 3. Поперечные сечения многопустотных плит, изготавливаемых по технологиям безпалубочного формования MaxRot (1), ЭХО (2), ВИБРОПРЕСС (3), Weiler (4) и в стальных формах (5)

Как показали вычисления несущая способность горизонтального стыка, рассчитанная по методике [1-3], превышает в среднем на 20% его несущая способность, рассчитанную по методике [4]. Данное расхождение обусловлено тем, что первый метод учитывает влияние платформенного и контактного участков стыка, а во втором учитывается только приведенная прочность бетона стыка.

Несущая способность стыка для всех типов плит безопалубочно-го формирования независимо от методики расчета превышает несущую способность стыка круглопустотных плит, изготавливаемых в стальных формах. Это обусловлено сравнительно большими значениями суммарной толщины ребер плит.

ЛИТЕРАТУРА

1. Кудзис, А.А. О совершенствовании горизонтальных стыков сборно-монолитных бескаркасных зданий / А.А. Кудзис, И.П. Рустейка // Научные труды вузов Литовской ССР. Совершенствование железобетонных конструкций. – 1984. – № 13. – С.43–51.

2. Кудзис, А.А. Расчет на прочность сжатых горизонтальных стыков монолитных стен с многпустотными плитами перекрытия: автореферат дис... канд. техн. наук: 05.23.01 / А.А. Кудзис – Каунас, 1984. – 22 с.

3. Кудзис, А.П. Железобетонные и каменные конструкции: учеб. для строит. спец. вузов: в 2 ч. / А.П. Кудзис. – М.: Высшая школа, 1988. – Ч. 1. Материалы, конструирование, теория и расчет. – 287 с.

4. Пособие по проектированию жилых зданий. – М.: Стройиздат, 1986. – Вып. 3: Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85).

Сравнительный анализ расчета и конструктивных решений колонн по СНБ 5.03.01-02 и СП 52-101-2003 многоуровневой автостоянки в комплексе с автовокзалом и объектами торговли в г. Минске.

Дубатовка А.И.

(Научный руководитель – Шилов А.Е.)

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Краткая характеристика объекта. Автостоянка в комплексе с автовокзалом выполнена в монолитном железобетонном каркасе. Здание 4-5-этажное многофункциональное, включающее 5-уровневую автостоянку на 568 машино-мест, оборудованную двумя круговыми пандусами для въезда и выезда, автовокзал, предприятия торговли, общественного питания, офисные помещения. Общая длина комплекса составляет 264 м, максимальная ширина – около 50 м, отметка пола подвала –3,300, отметка верха плиты покрытия +25,400.

Каркас здания решен в монолитном железобетоне. Сетка колонн назначена переменной от 6×6 м до 12×14 м, сечение колонн от 500×500 мм до Ø720 мм. Диски перекрытий приняты толщиной от 250 мм до 500 мм с устройством на ряде участков при пролетах 12 м и более балочных элементов таврового сечения высотой до 1200 мм в створе колонн. В большепролетных конструкциях предусмотрено размещение канатной арматуры с созданием предварительного натяжения канатов на бетон в построечных условиях. Пространственная устойчивость каркаса обеспечивается железобетонными ядрами жесткости (преимущественно лестничными клетками (7 лифтов, эскалатор, 9 лестничных клеток) с толщиной стеновых элементов 200 мм. Здание через 72 м разделено температурно-деформационными швами – местоположение ТДШ определено в осях «11-12», «23» и «35».

Исходные данные: в качестве расчетной колонны была принята колонна, расположенная в осях 21-Е на отметке –1,650, $l = 10 \cdot x = 10 \cdot y = 5,3$ м. Изгибающий момент $M = 57,1$ тс.м. Продольная сила $N = 1382$ тс. Поперечная сила $V(Q) = 13,4$ тс.

Результаты расчета: расчет трубобетонной колонны велся по [3] в соответствии с деформационной моделью. В расчете не учитывалась несущая способность арматуры железобетонного ядра внутри трубы, что пошло в запас прочности. Результаты расчета приведены в табл. 1.

Таблица 1

Бич П.М. «Деформационная теория ЖБ», [3]			
Класс бетона	С 30/37		
f_{cd} , МПа	20		
C245; R_y , МПа	211,5		
$\varnothing \cdot t$ кол., мм	720·8		
N_{sd}	1382 тс		
N_{rd}	1554,85 тс		
запас, %	12,44		

В ходе расчета было выявлено, что несущая способность трубобетона соответствует несущей способности железобетонной колонны аналогичного сечения, выполненной из бетона класса С 60/75.

Было выполнено три расчета железобетонной колонны прямоугольного сечения:

- по СНБ 5.03.01-02 по методу предельных усилий с учетом продольного изгиба, принимая каркас несмещаемым;
- по СНБ 5.03.01-02 по методу предельных усилий без учета продольного изгиба, принимая каркас несмещаемым;
- по СП 52-101-2003.

В вышеперечисленных случаях расчета исходные данные одинаковы, расчетная длина l_0 принималась равной l_{col} , прочностные и деформационные характеристики бетона и арматуры принимались по СНБ 5.03.01-02.

В основу анализа положены результаты, полученные на основании расчета по СНБ 5.03.01-02 с учетом продольного изгиба – принятая площадь продольной арматуры. Анализ производился для классов бетона С 50/60 и С 30/37 и различных сечений колонны. Результаты расчета приведены в табл. 2.

Таблица 2

СНБ 5.03.01-02 (с учетом продольного изгиба), [1]				
Класс бетона	С 50/60	С 50/60	С 30/37	С 30/37
f_{cd} , МПа	33,33	33,33	20	20
S500; f_{yd}	417	417	417	417
сечение колонны, м	0,55	0,60	0,60	0,65
	0,55	0,60	0,60	0,65
$A_{s,req}$, мм ²	10848,78	6751,07	14199,82	11176,74
$A_{s,prov}$, мм ²	18d28 11088	14d25 6874	24d28 14784	24d25 11760
ρ , %	2,21	1,82	4,11	5,22
запас, %	97,79	98,18	95,89	94,78
[M], кН·м	3841,80	4154,96	4045,89	4429,26
[Msd]/[M], %	100	100	100	100
СНБ 5.03.01-02 (без учета продольного изгиба), [1]				
Класс бетона	С 50/60	С 50/60	С 30/37	С 30/37
f_{cd} , МПа	33,33	33,33	20	20
S500; f_{yd}	417	417	417	417
сечение колонны, м	0,55	0,60	0,60	0,65
	0,55	0,60	0,60	0,65
$A_{s,req}$, мм ²	9160,17	6150,84	12605,76	10465,99
$A_{s,prov}$, мм ²	18d28 11088	14d25 6874	24d28 14784	24d25 11760
ρ , %	3,67	1,91	4,11	2,78
запас, %	78,95	88,24	82,72	87,64
[M], кН·м	3580,56	4049,62	3767,28	4286,78
[Msd]/[M], %	93,2	97,5	93,1	96,8
СП 52-101-2003, [2]				
Класс бетона	С 50/60	С 50/60	С 30/37	С 30/37
f_{cd} , МПа	33,33	33,33	20	20
S500; f_{yd}	417	417	417	417
сечение колонны, м	0,55	0,60	0,60	0,65
	0,55	0,60	0,60	0,65
$A_{s,prov}$, мм ²	18d28 11088	14d25 6874	24d28 14784	24d25 11760
ρ , %	3,67	1,91	4,11	2,78
запас, %	99,13	115,40	89,69	98,35
[M], кН·м	3758,60	4079,25	3766,32	4211,26
[Msd]/[M], %	97,8	98,2	93,1	95,1

Основные тезисы

1. Методика СНБ 5.03.01-02 с учетом продольного изгиба является наиболее точной из рассмотренных – методика СНБ 5.03.01-02 без учета продольного изгиба показала снижение несущей способности в зависимости от класса бетона от 2,5 % до 6,9 %.

2. Методика СП 52-101-2003 занимает промежуточное значение со снижением несущей способности от 1,8 до 2,2 % в случае использования бетона С 50/60. Для бетона С 30/37 выявлено снижение от 4,9 % до 6,9 % (на уровне методики СНБ 5.03.01-02 без учета продольного изгиба), что позволяет говорить о снижении точности СП 52-101-2003 для более низкокласных бетонов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Конструкции железобетонные и бетонные: СНБ 5.03.01-02. – Минск: Стройтехнорм, 2002. – 274 с.
2. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры: СП 52-101-2003. – М.: ФГУП ЦПП, 2004. – 59 с.
3. Біч, П.М. Жалезабетон з пазіцый супраціўлення матэрыялаў.– Мінск: Навука і тэхніка, 1991. – 222 с.

**Расчет двускатной балки на действие поперечной силы
по СНБ 5.03.01-02 и ТКП EN 1992**

Коледа С.М.

(Научный руководитель – Коледа С.М.)

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

Расчет элементов, в которых поперечную арматуру устанавливают по расчету по СНБ 5.03.01-02 можно выполнять на основе расчетной модели наклонных сечений и на основе стержневой модели. Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям должен производиться для обеспечения прочности на действие поперечной силы по наклонной трещине и на действие изгибающего момента по наклонной трещине, согласно которым должно выполняться условие $V_{Sd} \leq V_{Rd}$ и, соответственно $M_{Sd} \leq M_{Rd}$.

Элементы, требующие по расчету постановку поперечной арматуры по ТКП EN 1992-1-1-2009 Еврокод 2, рассчитываются только на основании ферменной модели.

На основании исходных данных второго курсового проекта «Одноэтажное каркасное промышленное здание», в котором был произведен расчет на поперечную силу по СНБ на основе расчетной модели наклонных сечений, произвели расчет поперечной арматуры на основании ферменной модели согласно ТКП EN 1992-1-1-2009.

На основе расчетной модели наклонных сечений было рассмотрено 2 сечения двускатной балки и запроектирована поперечная арматура:

– место перехода опорного вута в стенку (2 сетки $\varnothing 10$ S 400 шаг $s = 250$ мм);

– место перехода к постоянной толщине стенки (1 сетка $\varnothing 12$ S 400 шаг $s = 300$ мм).

Согласно ТКП EN 1992-1-1-2009 в зонах элемента, где $V_{Ed} > V_{Rd}$, необходимо предусмотреть поперечную арматуру, которая позволит выполнить условие $V_{Ed} \leq V_{Rd}$. На основании ферменной модели запроектирована следующая поперечная арматура:

– место перехода опорного вута в стенку (2 сетки $\varnothing 12$ S 400 шаг $s = 100$ мм);

– место перехода к постоянной толщине стенки (2 сетки $\varnothing 12$ S 400 шаг $s = 250$ мм).

Вывод: при расчете по ферменной модели требуется большая площадь арматуры устанавливаемой по расчету, так как не учитывается работа бетона.

ЛИТЕРАТУРА

1. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02 / Минстройархитектуры. – Минск: Стройтехнорм, 2003. – 140 с.

2. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Ч. 1-1. Общие правила и правила для зданий / ТКП EN 1992-1-1-2009. – 207 с.

**Жилой крупнопанельный дом на основе широкого шага
поперечных несущих стен**

Конотоп Л.В.

(Научный руководитель – Пецольд Т.М.)

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

Рассматривая двухсекционный крупнопанельный жилой дом на основе широкого шага поперечных несущих стен следует отметить, что вертикальные нагрузки воспринимаются перекрытиями из многопустотных преднапряженных плит и передаются на несущие стены. Перекрытия из многопустотных плит с замоноличенными стыками представляют собой горизонтальные диски жесткости, передающие ветровые нагрузки на стены лестничных клеток и продольные стены здания.

Стены также выполняются из сборных железобетонных панелей. Пространственная жесткость каркаса обеспечивается продольными и поперечными несущими стенами и плоскими дисками перекрытия. Жесткость конструкции обеспечивается сваркой закладных деталей, выпусков арматуры и замоноличивания стыков.

Наружные стены – трехслойные железобетонные панели.

Широкий шаг поперечных несущих стен дает возможность более свободного планировочного решения квартир.

За счет применений крупнопанельных элементов, а соответственно, уменьшения общего количества элементов, уменьшаются сроки строительства. Так как конструкции сборные, уменьшается трудоемкость строительно-монтажных работ. Изготовление конструкций в заводских условиях повышает их качество по сравнению с монолитными и, тем самым, облегчает производство отделочных работ.

Для предотвращения прогрессирующего обрушения здания, в результате отказа в работе одной или нескольких конструкций, в конструктивном решении предусмотрено устройство стальных вертикальных и горизонтальных связей из арматуры класса S400.

Особенности проектирования и расчета междуэтажного перекрытия с предварительно напряженной арматурой в построечных условиях

Латыш А.В.

(Научный руководитель – Зверев В.Ф.)

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Поиск эффективных способов увеличения сопротивления конструкций из бетона действию растягивающих усилий привел к созданию предварительного напряжения. Идея использования предварительного напряжения конструкций начала формироваться во второй половине XIX в. Большой вклад в развитие этого направления внес французский инженер Э. Фрейсине. Согласно определению, предложенному им, подвергнуть предварительному напряжению какую-либо конструкцию, это значит вызвать в ней искусственным путем до приложения внешних нагрузок или одновременно с ними некоторые постоянные напряжения. При этом созданные искусственным путем начальные напряжения в сочетании с напряжениями, вызванными внешними нагрузками, должны во всех точках конструкции оставаться в пределах тех напряжений, которые материал может выдержать неограниченно долго.

Создание предварительного обжатия бетона в растянутых частях конструкций дало возможность одновременно и полно решить три основные проблемы железобетонного строительства: снизить расход стали и бетона за счет использования арматуры и бетона высокой прочности; значительно уменьшить собственный вес конструкций, особенно при больших пролетах; создать повышенную трещиностойкость и жесткость конструкций. Предварительное напряжение применяется преимущественно в тех элементах железобетонных конструкций, в бетоне которых при нагрузках возникают значительные растягивающие напряжения, что ведет к появлению трещин. Способом преднапряжения возводятся, прежде всего, большепролетные сооружения, жилые здания, плотины, энергетические комплексы, телебашни и многое другое. Монолитный предварительно напряженный железобетон нашел широкое применение

для корпусов реакторов и защитных оболочек атомных электростанций. Традиционно массовой областью применения предварительно напряженного железобетона в мире стало и мостостроение.

Предварительное напряжение конструкций с использованием арматурных элементов может быть выполнено, главным образом, тремя основными методами:

- при предварительном напряжении арматуры на упоры;
- при натяжении арматуры на затвердевший бетон.

Посредством физико-химического натяжения (самонапряжения) при связанном расширении специальных (напрягающих) бетонов.

В данной публикации описывается способ натяжения арматуры на бетон. При таком способе предварительно изготавливают армированный или бетонный элемент (рис. 1, *а*). Далее размещают арматуру в каналах или пазах, оставленных при бетонировании элемента. Диаметр канала или паза в бетоне должен превышать диаметр арматуры на 5...15 мм. Устанавливают анкеры, а затем, выполняют натяжение арматуры при помощи домкрата двойного действия после достижения бетоном требуемой передаточной прочности 70–75 % (рис. 1, *б*, *в*). Сцепление арматуры с бетоном создают при последующем инъецировании каналов. Однако инъецирование каналов может не выполняться. В этом случае имеют место предварительно напряженные конструкции без сцепления арматуры с бетоном. Особенность заключается в том, что высокопрочный стабилизированный канат помещается в пластиковую оболочку, заполненную антикоррозионной смазкой (смазочным жиром), что позволяет канату свободно перемещаться внутри оболочки и минимизирует потери преднапряжения от трения каната, а также защищает его от коррозии. Такой арматурный элемент называется моностренд.

Большим преимуществом использования преднапряжения плиты перекрытия – ее хорошая сопротивляемость аварийным воздействиям. Применение предварительного напряжения в плоских плитах перекрытия наряду с простотой его выполнения и высокой надежностью позволяет снижать расход арматурной стали в 1,7 раза, а расход бетона – на 20–30 % по сравнению с перекрытиями, выполненными из обычного железобетона. Также этот способ существенно уменьшает трудозатраты и затраты денежных средств. Преимуществом данной технологии является полное использование высо-

ких прочностных свойств напрягаемой арматуры. Такие системы повсеместно применяются в Европе и Америке уже более 40 лет.

В дипломном проекте используется монолитная плита перекрытия под залом совещаний. Плита размером $9 \times 8,7$ м. Полезная нагрузка составляет 4 кН/м^2 . В результате прогиб в плите приблизился к предельному. Его величина составила $25,7$ мм. Для увеличения жесткости было решено использовать преднапряжение в построчечных условиях

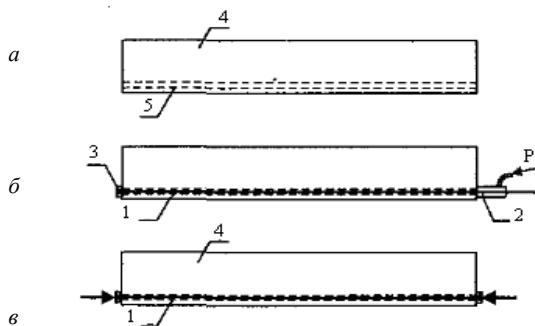


Рис. 1. Последовательность технологических операций при предварительном напряжении арматуры на бетон:

- 1 – напрягаемая арматура; 2 – гидравлический домкрат двойного действия;
3 – анкер; 4 – бетонный элемент; 5 – канал или паз

В качестве каналов применяются металлические гафрированные трубки. Эти элементы устанавливаются прямолинейно, т.к. толщина плиты перекрытия менее 450 мм. В каналах заводятся семипроволочные канаты диаметром 12 мм. Помимо канатов в плите использована стержневая ненапрягаемая арматура (в верхней и нижней частях плиты S 400 диаметром 3 мм). После набора бетоном требуемой передаточной прочности производят распалубку. Далее производится монтаж неактивного анкера с прямоугольной опорной плитой (для предотвращения местного смятия бетона конструкции). После этого монтируют активный ан-

кер. С помощью домкрата двойного действия «Freyssinet», выполняется натяжение канатов. Натяжение канатной арматуры и передача усилий натяжения на плиту осуществляется в два этапа. На первом этапе – усилие на плиту передается в поперечном – коротком направлении. Натяжение канатов следует начинать со средних (центральных) участков плиты попеременно в одну, а затем в другую сторону. На втором этапе натяжения, усилие на плиту передается в продольном – длинном направлении. При натяжении использованы клиновидные анкеры (с пассивной и активной сторон) с захватами. Усилие натяжения контролируется с помощью специального измерителя усилий. После этого активный конец каната заклинивается в анкерном устройстве. В последнюю очередь выполняется инъецирование каналов специальным раствором.

Расчет плиты производился по второй группе предельных состояний. Условно вырезалась полоса шириной 1 м. Сечение плиты принималось прямоугольным с толщиной 160 мм. Шаг напрягаемых канатов был принят 300 мм, а шаг ненапрягаемой стержневой арматуры – 100 мм (в верхней и в нижней частях сечения). В результате расчета максимальный прогиб в плите составил 13,7 мм.

Такой же способ создания преднапряжения использовался при строительстве автовокзала «Центральный» в г. Минске.

В настоящее время в нашей стране строятся и проектируются еще несколько объектов с применением создания преднапряжения на бетон.

ЛИТЕРАТУРА

1. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85 / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 36 с. – С изм. №1 РБ.
2. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. – С изм. № 1, 2, 3, 4.
3. Байков, В. Н. Железобетонные конструкции / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. – М: Стройиздат, 1985.
4. Пецольд, Т.М. Железобетонные конструкции / Т.М. Пецольд, В.В. Тур. – Брест: БГТУ, 2003. – 380 с.

Учет снеговых нагрузок при выполнении курсового и дипломного проектирования в свете требований ТКП EN 1991

Литосова Е.В., Янчук А.А.

(Научные руководители – Смех В.И., Смех И.В.)
Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Снеговые нагрузки оказывают существенное воздействие на несущие конструкции. Они определяются высотой снежного покрова, а также плотностью снега.

В России систематические наблюдения за высотой снежного покрова начались в 1892 году. Уже позже начали измерять и плотность снега.

В тридцатых годах прошлого столетия начались снегомерные съемки. Их сущность заключается в том, что на большой площади выполняются 100 измерений высоты снежного покрова и отбираются 10 проб плотности снега с помощью плотномера, представляющего собой металлический цилиндр, прорезающий снежный покров. По результатам этих съемок определялись годовичные максимумы веса снегового покрова.

В СНиП 2.01.07-85 указано нормативное значение s_0 , равное среднему значению годовичных максимумов веса снегового покрова, определенному за срок не менее чем 10 лет.

В Еврокоде 1 (ТКП EN 1991-1-3-2009) указано не нормативное, а характеристическое значение снеговой нагрузки s_k , полученное при обработке вероятностными методами годовичных максимумов, которое может превышать лишь 1 раз в 50 лет.

Схемы приложения нагрузки

При выполнении расчетов следует принимать 2 следующие основные схемы приложения нагрузок:

– **снеговая нагрузка на покрытие без учета заноса:** Схема приложения нагрузки, которая описывает равномерное распределение снеговой нагрузки на покрытие, определяемое только формой кровли;

– **снеговая нагрузка на покрытие с учетом заноса:** Схема приложения нагрузки, которая описывает распределение снеговой нагрузки на покрытие, являющееся результатом перемещения снега из одного положения в другое на покрытии, например при воздействии ветра.

Снеговые нагрузки на грунт

Характеристическое значение снеговой нагрузки на грунт есть переменное воздействие, действующее вертикально, и равное весу снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной проекции земли. Вероятность превышения этого значения равна 0,02.

Территория Республики Беларусь поделена на 4 снеговых района, каждому из которых соответствует свое характеристическое значение (рис. 1).

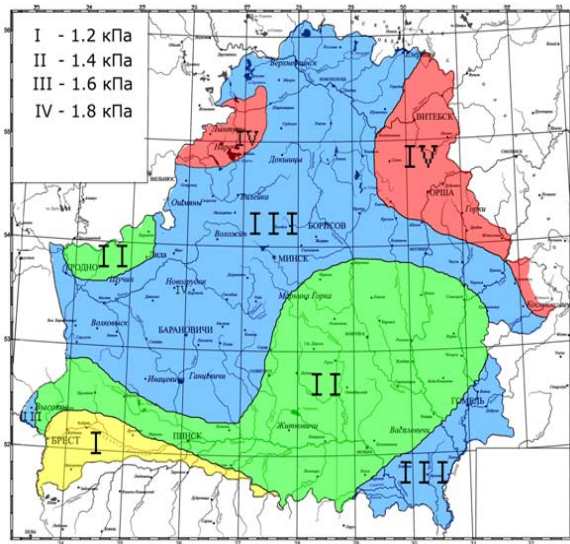


Рис. 1. Карта снеговых районов и соответствующие характеристические значения снеговых нагрузок на грунт (период повторяемости – 50 лет)

Снеговые нагрузки на покрытие

Нормативное значение веса снегового покрова на покрытие определяется по формуле:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k;$$

где μ_i – коэффициент формы снеговых нагрузок (п. 5.3, приложение В [2]);

s_k – характеристическое значение снеговых нагрузок на грунт (см карту снеговых районов, рис. 1);

C_t – температурный коэффициент различных условий местности. Рекомендуемые значения указаны в табл. 5.1 [2]. Температурный коэффициент C_t следует использовать в расчетах для снижения снеговых нагрузок на покрытие с повышенной теплопередачей (>1 Вт/м²К), особенно для некоторых для некоторых стеклянных кровель, в которых вследствие теплопередачи возникает таяние снега. Во всех других случаях $C_t = 1,0$;

C_e – коэффициент окружающей среды. Значения этого коэффициента приведены в табл. 1).

Таблица 1

Рекомендуемые значения коэффициента C_e
для различных условий местности

Условия местности	C_e
Не защищенные от ветра ^{а)}	0,8
Обычные ^{б)}	1,0
Закрытые ^{в)}	1,2

^{а)} Не защищенные от ветра: Плоские, открытые со всех сторон территории или поверхности, которые незначительно защищены, а также высокие здания или деревья.

^{б)} Обычные: Территории, на которых не наблюдается существенного перемещения по покрытию сооружения снега при действии ветра, а также с других зданий, сооружений или деревьев.

^{в)} Закрытые: Территории, на которых рассматриваемые сооружения значительно ниже окружающей местности, или конструкции, окруженные высокими деревьями и/или другими высокими сооружениями.

Удельный вес снега

Удельный вес снега изменяется и не является постоянным. В общем случае удельный вес повышается вместе с продолжительностью лежания снегового покрова и зависит от месторасположения сооружения, климатических условий и высотной отметки.

Средний удельный вес снега указан в табл. 2

Таблица 2

Средний удельный вес снега

Вид снега	Удельный вес, кН/м ³
Свежий	1,0
Осевший (через несколько часов или суток после выпадения)	2,0
Старый (через несколько недель после выпадения)	2,5 – 3,5
Влажный	4,0

Одной из задач данной работы является анализ результатов сбора нагрузок согласно требованиям действующих [1] и европейских [2] норм.

Сравнительный анализ был произведен на примере 4-этажного административного здания ввиду его своеобразной архитектурной выразительности, т.е. сложной геометрии кровли: имеются участки как малоуклонной, так и плоской кровли, как эксплуатируемой, так и неэксплуатируемой кровли (рис. 2).



Рис. 2. Общий вид здания

Согласно требованиям норм [1, 2] сбор снеговых нагрузок выполнялся с учетом и без учета заноса.

Нормативные значения нагрузок для г. Минска, составляющие на 1 м^2 горизонтальной поверхности $1,2 \text{ кПа}$ [1] и $1,6 \text{ кПа}$ [2], должны быть умножены для покрытия с уклоном 1:12 на коэффициент μ , равный 1 и 0,8 соответственно. Это приводит к практически равным нормативным равномерно распределенным нагрузкам, составляющим соответственно $1,2 \text{ кПа}$ [1] и $1,28 \text{ кПа}$ [2].

При определении снеговых нагрузок с учетом заноса, сравниваемые нормы предлагают различные методики вычисления коэффициента μ , определяющего значение уровня снеговой нагрузки, и длины зоны снегового заноса l_s (b).

Согласно СНиП [1] коэффициент μ следует принимать равным:

$$\mu_0 = 1 + \frac{1}{h} (m_1 \cdot l_1' + m_2 \cdot l_2'), \text{ но не более } \frac{2h}{s_0},$$

где h – задается в м; s_0 – в кПа;

и величина μ должна быть меньше 4 – так как занос обусловлен перепадом высоты здания.

Значения коэффициента m_1 (m_2) – доли снега, переносимого ветром к перепаду высот, для верхнего (нижнего) покрытия в зависимости от его профиля следует принимать равными 0,4 – для плоских покрытий с $\alpha \leq 20^\circ$.

Произведя все необходимые расчеты получаем, что $\mu = 3$, следовательно, значение снеговой нагрузки у стены здания высотой 4,6 м составит $3,6 \text{ кПа}$ (см. рис. 3).

Согласно Евронормам [2] коэффициент формы снеговой нагрузки: $\mu_1 = 0,8$ (при условии, что нижняя кровля плоская)

$$\mu_2 = \mu_w + \mu_s,$$

где μ_s – коэффициент формы снеговой нагрузки, учитывающий соскальзывание (снос) снега с более высокого покрытия, при $\alpha \leq 15^\circ$ $\mu_s = 0$;

μ_w – коэффициент формы снеговой нагрузки, учитывающий влияние ветра, $\mu_w = \frac{b_1 + b_2}{2h} \leq \frac{\gamma h}{s_h}$;

где γ – удельный вес снега (допускается принимать равным 2 кН/м^3).

Для территории Республики Беларусь принят следующий диапазон значения коэффициента μ_w : $0,8 \leq \mu_w \leq 2,5$, если площадь нижележащего покрытия составляет не менее 6 м^2 .

Таким образом, коэффициент μ у стены здания равен 2,5 и значение нагрузки составит 4 кПа.

Сравниваемые нормы определяют длину зоны повышенных снеготложений (b [1] и l_s [2]) как удвоенную величину перепада высоты кровли, однако принимаемая длина данной зоны должна быть в пределах от 2 м до 6 м согласно [2] и не более 16 м согласно [1].

Схема приложения полученной нагрузки представлена на рис. 3.

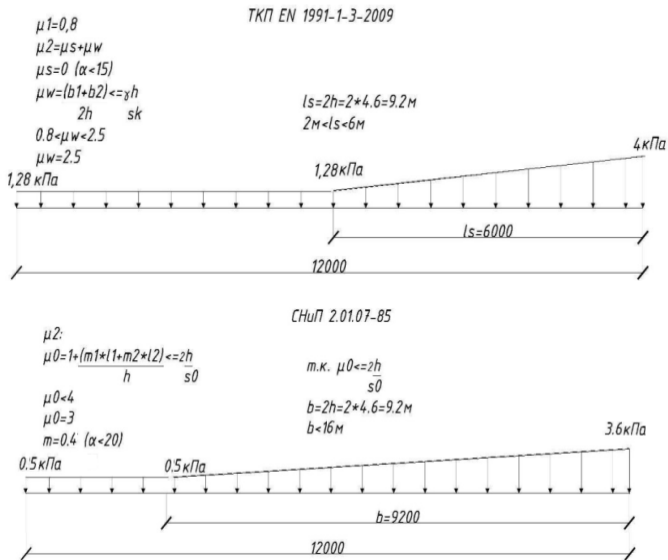


Рис. 3

Основные выводы:

1) равномерное приложение снеговой нагрузки по СНиПу [1] и по Еврокоду 1 [2] имеет значительные отличия (по ТКП EN значение нагрузки больше);

2) различные методы определения характера распределения снеговой нагрузки на плиту покрытия в зонах образования снегового заноса не дали значительных отличий (величина напряжений в плите в пределах данной зоны не превысила 3%).

ЛИТЕРАТУРА

1. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85 / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 36 с. – С изм. №1 РБ.

2. Воздействия на конструкции: ТКП EN 1991-1-3-2009 Еврокод 1. – Часть 1-3: Общие воздействия. Снеговые нагрузки. Минск: МАиС Республики Беларусь, 2009. – 48 с.

**Анализ результатов обследования технического состояния
несущих элементов каркаса многоэтажных монолитных зданий**

Мадалинская Н.Г.

(Научные руководители – Мадалинский Г.Г., Горячева И.А.)

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

Результаты многочисленных исследований зданий и сооружений показывают, что снижение прочности и надежности строительных конструкций обуславливается значительным рядом факторов. Поэтому задача определения эксплуатационной пригодности строительных конструкций должна решаться комплексно, путем создания систематизированного и достоверного описания факторов, влияющих на прочность и долговечность несущих и ограждающих конструкций с учетом фактического технического состояния в соответствии с ТКП 45.1-208-2010 «Здания и сооружения. Техническое состояние и обслуживание строительных конструкций и инженерных систем и оценка их пригодности к эксплуатации», ТКП 45-1.04-37-2008 «Обследование строительных конструкций зданий и сооружений».

Основными, наиболее значимыми факторами являются:

- отступление от проектных решений;
- изменение расчетных нагрузок;
- несоблюдение строительных норм и правил в процессе строительства;
- неудовлетворительные условия эксплуатации строительных конструкций в процессе возведения здания;
- надежность узлов сопряжения и крепления отдельных строительных элементов;
- качество материалов, использованных для изготовления конструкций;
- наличие дефектов и повреждений;
- степень обеспечения защиты строительных конструкций от неблагоприятных внешних воздействий (дождя, снега, низкой температуры и др.).

Одним из обследованных зданий является 14-ти этажное административное здание по ул. Тимирязева в г. Минске.

В соответствии с действующими нормативными документами оценка технического состояния строительных конструкций здания состояла из трех этапов:

- предварительный осмотр здания с изучением проектной и исполнительной документации;
- общее обследование;
- детальное обследование.

Административное здание было запроектировано в монолитном железобетонном каркасе. Высота первого этажа 4,8 м. Высота типового этажа 3,3 м, сетка колонн 6×6 м. Перекрытие монолитное толщиной 200 мм.

При проектировании принята рамно-связевая конструктивная схема каркаса. Устойчивость каркаса обеспечивается совместной работой дисков перекрытий, системой монолитных стен и диафрагм жесткости толщиной 200 мм. Все узлы сопряжения каркаса – жесткие.

Из анализа проектной и исполнительной документации установлено, что монолитный каркас здания до отм. +9,950 (2 этажа) возведен для 12-этажного здания.

Впоследствии в связи с увеличением этажности здания до 14-ти этажей и, соответственно, увеличением расчетных нагрузок на колонны, разработано усиление колонн на отметках -1,200 и +5,150.

Учитывая тот факт, что бетонирование монолитного каркаса до отм. +9,950 выполнено в зимний период времени, а возможное несоблюдение технологии бетонирования и выдерживания бетона колонн вносит дополнительные факторы вариации его прочности, что неизбежно сдвигает значение гарантированной прочности в сторону меньших значений, по сравнению с проектным, были выполнены выборочные исследования прочности бетона колонн неразрушающими методами.

Как показали исследования, прочность бетона колонн ниже проектной С 30/37 и может быть отнесена к классу С 25/30.

В связи с отсутствием в СНБ 5.03.01-02 практических рекомендаций по расчету внецентренно-сжатых элементов с арматурой расположенной по контуру сечения, при выполнении поверочных расчетов использованы положения СНБ 5.03.01-02 по учету влияния

гибкости и практические рекомендации «Пособия по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры» к СНиП 2.03.01-84.

Как показали поверочные расчеты, в связи с увеличением расчетных нагрузок при увеличении этажности с 12 до 14 этажей, установлена необходимость усиления колонн, кроме колонн усиливаемых по проекту.

На основании выполненного исследования установлено, что нарушение технологии производства работ при бетонировании колонн в зимний период времени привело к значительному снижению их несущей способности и как следствие вызвало необходимость разработки проекта их усиления. И такие случаи не единичны при возведении монолитных каркасов зданий.

Видимо созрела необходимость разработки и внедрения новых конструктивных комплексных систем многоэтажных зданий, в виде сборных железобетонных колонн и монолитных дисков перекрытий. Это позволит повысить эксплуатационную надежность зданий, как в период возведения, так и дальнейшей эксплуатации.

ЛИТЕРАТУРА

1. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85 / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 36 с. – С изменением №1 РБ.

2. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2003. – 140 с.

3. Обследование строительных конструкций зданий и сооружений: ТКП 45-1.04-37-2008. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2009. – 45 с.

4. Здания и сооружения. Техническое состояние и обслуживание строительных конструкций и инженерных систем и оценка их пригодности к эксплуатации: ТКП 45-1.04-208-2010. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2011. – 23 с.

5. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84) / Госстрой СССР. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1986. – 194 с.

Перекрытия из сборно-монолитного железобетона с применением напрягающего бетона

Масюк А.С.

(Научный руководитель – Пецольд Т.М.)

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Перекрытия представляют собой жесткий диск, выполненный из предварительно напряженных сборных многопустотных плит и монолитных ригелей. Ригеля выполняются из напрягающего бетона, в створах колонн.

Узел сопряжения плит с ригелем решается следующим образом: устанавливается опалубка, на которую монтируют с одной стороны плиты перекрытий, после чего в опалубку ставят «корзинки» из стержней $\varnothing 8$ мм, в которых раскладывают рабочие стержни и после этого монтируют плиты перекрытий со второй стороны (рис. 1). Далее в опалубку устанавливается поперечная арматура все каркасы связывают и заливают напрягающей бетонной смесью.

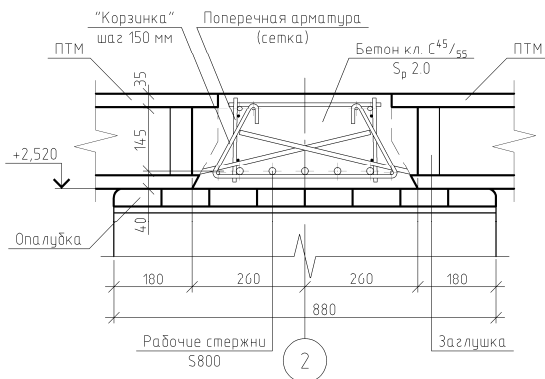


Рис. 1. Узел сопряжения многопустотных плит
с монолитным напрягающим ригелем

Предварительные напряжения обжатия создают посредством напряжения арматуры в процессе расширения напрягающего бетона.

Нормативные документы. СНБ 5.03.01-02 Бетонные и железобетонные конструкции и ТКП 45-5.03-158-2009 Бетонные и железобетонные конструкции из напрягающего бетона.

ЛИТЕРАТУРА.

1. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2003. – 140 с.
2. Бетонные и железобетонные конструкции из напрягающего бетона: ТКП 45-5.03-158-2009.

**Гидроизоляция конструкций подземных сооружений,
как функция их надежности и долговечности**

Панько П.П.

(Научный руководитель – Ловыгин А.Н.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

За последние годы проблеме гидроизоляционных работ при строительстве и ремонте подземных и заглубленных сооружений не уделяется должного внимания, в том числе и по учебным программам строительных вузов. В достаточной мере отсутствует необходимая нормативная база, а также требуемая для проектирования гидроизоляционных работ при строительстве и эксплуатации сооружений литература.

Сложившаяся сегодня ситуация в эксплуатации подземных и заглубленных сооружений давно требует повышения надежности гидроизоляционных работ, направленных на устранение протечек воды, способствующих ускоренному износу и выходу из строя конструкций.

На сегодняшний день практически все сооружения подземной инфраструктуры в городах по истечению определенного срока эксплуатации, который, как правило, существенно меньше проектного, имеют отказ гидроизоляционной системы. В подавляющем большинстве случаев это приводит к неизбежному преждевременному ремонту всего сооружения. Несмотря на значительные средства, расходуемые на ликвидацию последствий отказов, результаты часто оказываются неудовлетворительными.

По данным многолетних исследований, ~ до 80% подземных и заглубленных сооружений имеют отказы по гидроизоляции, которые происходят на ранней стадии эксплуатации и способствуют ускоренному износу железобетонных конструкций.

Наиболее часто для защиты конструкций и сооружений от воды и влаги используются гидроизоляционные мембраны. Выбор типа гидроизоляционной мембраны зависит от величины уровня подземных вод, допустимой влажности помещений внутри сооружения, трещиностойкости конструкций. Эти величины определяются нормативами и гидрогеологической ситуацией на площадке.

В системах гидроизоляции, эксплуатирующихся в условиях позитивного и негативного давления воды, сооружаются мембраны, созданные с использованием:

- металлических листов;
- рулонных и листовых органических материалов;
- составов органического происхождения, которые наносятся в жидком состоянии (безрулонных);
- безрулонных материалов на основе минеральных вяжущих;
- рулонных и безрулонных материалов на основе бентонитовых глин.

При выборе материалов для производства гидроизоляционных работ следует ориентироваться на условия их применения, наличие активного или негативного давления воды или паров, требования по влажности воздуха на период эксплуатации сооружения, качество субстрата, качество и стоимость профессиональных материалов для производства гидроизоляционных работ, технологию нанесения, возможность контроля качества основания, наличие квалифицированных кадров, безопасность производства работ.

При производстве работ по созданию гидроизоляционной мембраны, обеспечивающей надежную защиту подземного сооружения от воды и ее паров, необходимо выполнять несколько ступеней защиты, как по площади производства работ, так и на участках сопряжения строительных конструкций и материалов. При использовании мембран, работающих в условиях негативного давления воды, необходимо учитывать состояние субстрата, т.е. структуру бетона, его прочностные характеристики, наличие дефектов, объем и скорость коррозии арматурного каркаса, которая будет происходить под воздействием окружающей среды.

Если рассматривать строительство и ремонт подземных сооружений, то нужно иметь в виду, что при активном давлении воды предпочтение может быть отдано как рулонным, так и безрулонным органическим и минеральным покрытиям. В условиях ремонта или выполнения работ изнутри сооружения, работающего при воздействии негативного давления воды, предпочтение всегда отдается минеральным водонепроницаемым, но паропроницаемым покрытиям.

Типы гидроизоляционных мембран при проектировании и реконструкции подземных сооружений могут назначаться исходя из

табл. 1, в зависимости от условий работы и характеристики применяемых материалов.

Таблица 1

Основные характеристики и условия использования материалов, применяемых для создания гидроизоляционных мембран

Характеристики, условия применения материалов	Мембраны из металлических листов	Мембраны из рулонных и листовых материалов	Мембраны из матов жидкого нанесения	Мембраны на минеральных вяжущих	Мембраны на основе бетонных глини
Удлинение при разрыве	Минимальное	Хорошее	Прекрасное	Отсутствует	Хорошее
Химическая стойкость в грунте и атмосфере	Хорошая при качественной защите	Хорошая	От средней до хорошей	Хорошая	Средняя
Трудоемкость укладки	Высокая	Средняя	Простая	Простая	Простая
Толщина слоя	6 мм и более	0,5- 10 мм	1,5 - 2 мм	1-5мм иногда больше	6 - 12 мм
Возможность работы при активном и негативном давлении воды	В любом режиме	Только в активном режиме	Только в активном режиме	В любом режиме	Только в активном режиме
Участки, требующие обследования и дополнительных усилий и затрат при нанесении материалов	Швы, накладки, качество защитных покрытий, анкеры, сопряжения	Нахлест полотнищ и швы; профилирование у отверстий и сопряжений, переходных элементов	Толщина материала, особенно у перегибов; профилирование и грунтовка у отверстий и сопряжений	Галтели, швы и сопряжения; профилирование швов и трещин	Нахлест, профилирование у отверстий и изменении плоскости
Ремонт	От средней трудности до неремонтпригодности	От средней трудности до трудного	От средней трудности до трудного	Простой при укладке по внутренней контуру	От средней трудности до трудного
Необходимость защиты при засылке пазах	нет	да	да	нет	да
Стоимость работ	Самая высокая	Высокая	Средняя	Низкая	Низкая и средняя
Необходимость в квалифицированной рабочей силе	Высокая	Средняя	Средняя	Средняя	Средняя

Длительное функционирование гидроизоляционной мембраны может быть обеспечено только при наличии внутреннего или внешнего дренажа. Избегать конденсации влаги в конструкциях можно только при наличии теплоизоляционной защиты, вентиляции и кондиционирования воздуха. В любом подземном или заглубленном сооружении должно быть предусмотрено водоудаление, которое должно предусматривать наличие соответствующих решений: уклоны, водосборники, трубопроводы, насосные станции.

ЛИТЕРАТУРА

1. Шилин, А.А. Гидроизоляция подземных и заглубленных сооружений / А.А. Шилин [и др.]. – Тверь, 2003.
2. Шилин, А.А. Основы гидроизоляции и ремонта бетонных и железобетонных конструкций, находящихся под воздействием воды и влаги / А.А. Шилин. – М.: РИО МГТУ, 1999.
3. Покровский, В.М. Гидроизоляционные работы: справочник строителя / В.М. Покровский. – М.: Стройиздат, 1980.

Сравнительный анализ конструктивных решений базовой станции сотовой связи стандарта GSM на кровле здания завода по производству панелей для секционных ворот в г. Минске

Пивоваров С.В.

(Научный руководитель – Шилов А.Е.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Целью работы является сопоставление различных конструктивных решений базовой станции сотовой связи стандарта GSM на кровле здания завода по производству панелей для секционных ворот в г. Минске, а именно: 1-й вариант – устройство башни высотой 24 м; 2-й вариант – устройство мачты высотой 28,5 м.

Для получения оптимального результата с точки зрения экономии материалов и возможности безопасной эксплуатации здания был выполнен анализ на основе статического расчета рамы здания с учетом нагрузок, возникающих от размещения на конструкциях здания антенных опор в виде мачты или башни. Выполнен расчет и конструирование обоих вариантов: мачты и башни. Рассчитаны колонна и фундамент с учетом предполагаемых нагрузок, законструированы узлы сопряжения конструкций.

Здание 5-ти этажное, административного назначения, выполнено в монолитном железобетоне. После анализа конструкций здания, оптимальным с точки зрения обеспечения несущей способности был выбран вариант устройства базовой станции с передачей нагрузки на колонны в осях А-Б/7-8.

В первом случае башня представляет собой пространственную, вертикальную, четырехгранную, призматическую ферму, переменного сечения, с переломом поясов, защемленную на 4-х колоннах, с расположением антенного оборудования на верхушке башни. Во втором случае антенная опора представлена в виде мачты высотой 28,5 м. Конструктивно мачта представляет собой шарнирно-опертый стержень из круглой трубы, раскрепленной 4-мя ярусами оттяжек, расположенных под углом 90° между собой в плане и выполненных из стальных тросов, закрепленных за ригели покрытия.

При выборе оптимального варианта сопоставлялись следующие факторы:

1. металлоемкость выполнения конструкции.
2. Сложность изготовления конструкции.
3. Условия транспортировки конструкций на строительную площадку.
4. Сложность монтажа конструкций.
5. Воздействия от смонтированных опор на конструкции здания.
6. Возможность расположения антенного оборудования на максимально возможных высотах.

В результате при почти одинаковых опорных усилиях от расположения башни (4,7 тс) и мачты (4,66 тс), наиболее выгодным представляется антенная опора в виде мачты, т.к. она менее металлоемка (расход стали на мачту – 1,61 т, на башню – 3,35 т). В изготовлении проще секции мачты, нежели решетчатые, многоузловые секции башни. Монтаж мачты менее трудоемкий, чем башни, для которой необходим кран, тогда как секции мачты весят около 50 кг, что позволяет переносить их вручную и монтировать без крана, при помощи минимальных грузоподъемных механизмов (лебедка). При этом обеспечивается подвеска антенного оборудования на отг. +47,000 м для мачты, что на 4 м выше, чем для башни и является довольно таки существенным фактором в условиях городской застройки.

ЛИТЕРАТУРА

1. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85 / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 36 с. – С изменением №1 РБ.
2. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. – Минск: Минстройархитектуры, Республики Беларусь, 2003. – 140 с.
3. Здания и сооружения. Техническое состояние и обслуживание строительных конструкций и инженерных систем и оценка их пригодности к эксплуатации: ТКП 45-1.04-208-2010. – Минск: Минстройархитектуры РБ, 2011. – 23 с.
4. Стальные конструкции: СНиП II-23-81*. – ЦИТП Госстроя СССР, 1990.

**Сравнение вариантов конструктивного решения
покрытия бассейна**

Регино Е.Ю.

(Научный руководитель – Мадалинский Г.Г.)
Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Общеобразовательная школа-интернат в г. Молодечно – двух-этажное, мелкоэлементное, сложное в плане здание, общей площадью 2798,9 м².

В данном проекте рассмотрены два варианта покрытия помещения с бассейном школы-интерната в г. Молодечно и проведена их сравнительная характеристика по экономическим показателям. В первом варианте бассейн перекрыт железобетонными ребристыми плитами размером 12×3 м, опертymi на кирпичные стены. Во втором варианте – железобетонными ребристыми плитами размером 6×3 м, опирающимися на железобетонные балки с параллельными поясами и кирпичные стены. Существуют типовые серии данных конструкций, например, плиты серий: 1.465.1.-15, 1.465.1.-21.94; балки серии 1.462.1-1/88. Однако конструкции по таким сериям были запроектированы по ныне действующим строительным нормам. В настоящее время по сравнению со временем проектирования изменились прочностные характеристики бетона, арматуры, коэффициенты безопасности по нагрузке, а также сами нагрузки (снеговые и т.д.). В связи с этим был произведен расчет данных плит и балки по двум группам предельного состояния (определение минимальной площади армирования, расчет по раскрытию трещин, определение прогибов и т.д.) По результатам выполненных расчетов определен расход бетона, стали. При расчетах приняты существующие опалубочные формы. На сегодняшний день, как показали расчеты, по действующим нормативам СНБ расход арматуры увеличился приблизительно до 20%.

На каждую из рассчитываемых конструкций составлено технико-экономическое сравнение конструктивных решений покрытия помещения с бассейном. Таким образом расход бетона во втором варианте превысил первый на 25,8%, расход стали для второго ва-

рианта потребуется более, чем в два раза, кроме того сама конструкция второго варианта тяжелее первого на 20,7%, что является немаловажным фактором (дополнительная нагрузка на стены, фундаменты и пр.) Также стоимость конструкций во втором варианте превышает на 13,2% (1 238 128 руб.), чем в первом, а стоимость их монтажа – на 26% .

Схема покрытия – вариант 1:

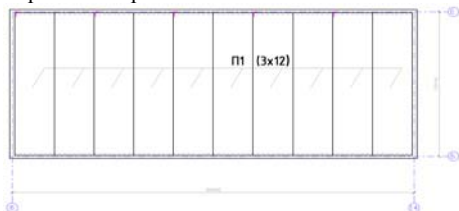
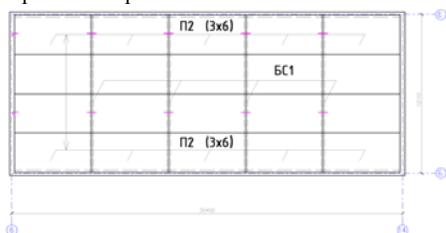


Схема покрытия – вариант 2:



Сравнительный анализ двух вариантов покрытия сведен в табл. 1.

Таблица 1

№ вар	Масса конструкций, т	Расход бетона, м ³	Расход стали, кг	Расход стали на м ² , кг/ м ²	Трудоёмкость, чел.-ч.	Стоимость конструкций, руб	Стоимость монтажа, руб
1	61	24,4	1645	67,42	69,694	9 318 960	773 310
2	73,6	30,7	3361	109,48	88,12	10 557 088	973 840
%	20,7	25,8	104,3	62,4	26,5	13,2	26

Таким образом, из двух приведенных выше вариантов покрытия наиболее экономически выгодным оказался первый (покрытие из ребристых плит размером 12×3).

ЛИТЕРАТУРА.

1. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85 / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 36 с. – С изменением № 1 РБ.
2. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2003. – 140 с.
3. Железобетонные конструкции. Основы теории, расчета и конструирования / под ред. Т.М. Пецольда, В.В. Тура. – БГТУ, 2003,

Сталежелезобетонные конструкции

Титов А.Л.

(Научный руководитель – Локотков М.Л.)
Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Согласно определению, приведенному в п. 1.5.2.1 ТКП EN 1994-2-2009 (02250), сталежелезобетонный элемент – это конструктивный элемент с компонентами из железобетона и конструкционной или холодноштампованной стали, объединенные сдвиговыми соединениями с тем, чтобы ограничить продольный сдвиг между бетоном и сталью и отделение одного компонента от другого. Под сталежелезобетонными конструкциями понимается большой класс строительных конструкций, отличающихся как по конструктивному признаку, так и по степени совместной работы бетона и стали. Эффективность данных конструкций достигается путем реализации одного из основополагающих принципов проектирования – принципа совмещения функций различных элементов.

Сталежелезобетонная конструкция состоит из трех основных конструктивных элементов: стальной части, железобетонной части, сдвиговых соединений (объединительные элементы).

Согласно определению, приведенному в п. 1.5.2.2 ТКП EN 1994-2-2009 (02250), сдвиговое соединение – это соединение между железобетонными и стальными компонентами сталежелезобетонного элемента, обладающее достаточной прочностью и жесткостью для того, чтобы два компонента могли проектироваться как части одного конструктивного элемента.

По характеру работы сдвиговые соединения можно разделить на 4 типа:

1) жесткие упоры (в виде шпонок), работающие преимущественно на изгиб и вызывающие в бетоне достаточно равномерные деформации смятия;

2) гибкие упоры, работающие преимущественно на изгиб;

3) анкера, работающие преимущественно на растяжение;

4) соединения, обеспечивающие передачу сил сдвига за счет трения и зацепления бетона плиты и стальных элементов (например, стальной профилированный настил с выштамповками).

По конструктивному решению и характеру работы сталежелезобетонные конструкции можно разделить на четыре основных типа:

1) конструкции, состоящие из жестких стальных прокатных, сварных или гнутых профилей, располагающихся вне железобетонной части конструкции (рис. 1,2);

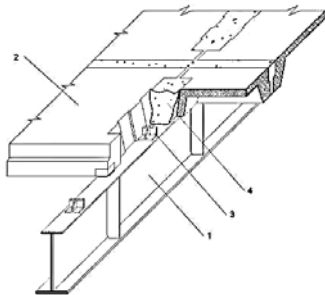


Рис. 1. Сталежелезобетонная конструкция первого типа:

1 – стальная часть; 2 – железобетонная часть;

3 – сдвиговые соединения; 4 – бетон замоноличивания

2) конструкции, состоящие из жестких стальных профилей, располагающихся внутри железобетонной части конструкции – железобетонные конструкции с жесткой арматурой (рис. 2);

3) конструкции, состоящие из жестких стальных профилей или листового проката, располагающихся по периметру сечения (трубо-бетонные конструкции) (рис. 3);

4) конструкции, состоящие из тонкостенных стальных плоских или профилированных листов, располагающихся с одной или с двух сторон железобетонной конструкции и служащие одновременно несъемной опалубкой и рабочей арматурой (рис. 4).

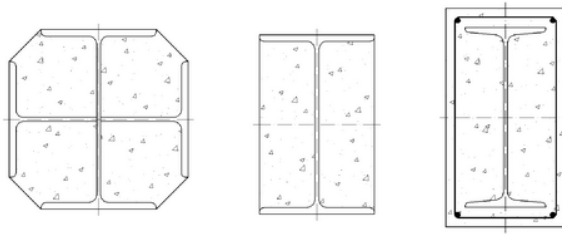


Рис. 2. Поперечные сечения сталежелезобетонных конструкций второго типа (железобетон с жесткой арматурой)

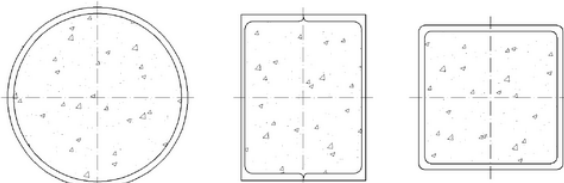


Рис. 3. Поперечные сечения сталежелезобетонных конструкций третьего типа (трубобетон)

В результате проведенных технико-экономических исследований определено, что применение сталежелезобетонных элементов в зданиях и сооружениях способствует экономии до 28–33% стали по сравнению со стальными и до 11% – с железобетонными конструктивными элементами.

Также для сталежелезобетонных пролетных строений характерны такие преимущества (в сравнении с другими типами конструкций), как увеличение вертикальной и горизонтальной жесткости, прочности конструктивных элементов. Область применения данных конструкций весьма широка. Наиболее широко конструкции из сталежелезобетона применяются в мостостроении. Также они находят применение и при возведении колонн в многоэтажных зданиях, т.к. использование сталежелезобетонных конструкций повышают несущую способность и огнестойкость колонн. В некоторых случаях

оправдано применение сталежелезобетона и при устройстве перекрытий в сложившихся условиях высотного строительства, т.к. данные конструкции позволяют увеличить пролетное расстояние.

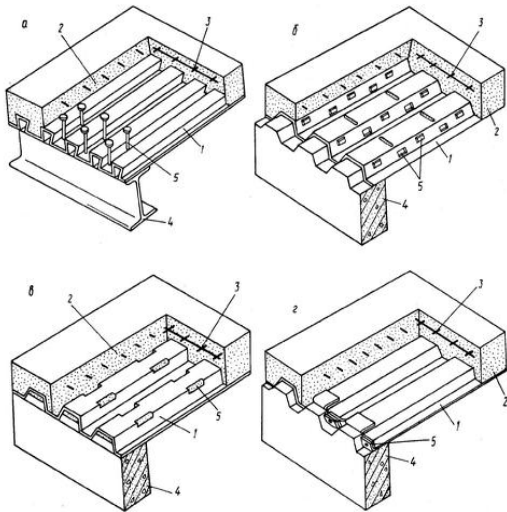


Рис. 4. Сталежелезобетонная конструкция четвертого типа (с несъемной опалубкой):

- 1 – стальной профилированный настил; 2 – монолитный бетон;
3 – арматурная сетка; 4 – балки; 5 – средства объединения

Однако сталежелезобетонные конструкции имеют и ряд недостатков, наиболее существенные из которых: необходимость устройства объединительных элементов; появление специфических воздействий, вызванных перепадом температур, усадкой и ползучестью бетона; усложнение расчетов на прочность и жесткость, трещинообразования, ползучести бетона, сдвига разнородных материалов по поверхности контакта и других специфических факторов.

В Республике Беларусь на данный момент уже возведен ряд объектов, при строительстве которых были использованы сталежелезобетонные конструкции. Некоторые из них: Бизнес-центр XXI век в районе кольцевой дороги в г. Минске; Барановичский комбинат железобетонных конструкций (главный корпус, АБК и др.); Физкультурно-оздоровительный и развлекательный центр по ул. Орловской в г. Минске; Автовокзал «Центральный» в г. Минске и др.

ЛИТЕРАТУРА

1. Мартынов, Ю.С. Сталежелезобетонные конструкции в промышленном и гражданском строительстве Белорусской ССР. Опыт разработки и внедрения / Ю.С. Мартынов. – Минск: БелНИИИТИ, 1989.
2. Хаютин, И.Л. Опыт применения сталежелезобетонных конструкций в промышленном строительстве в Белорусской ССР / И.Л. Хаютин, Ю.С. Мартынов, Е.И. Хаютин // Основные направления развития стальных конструкций и современные методы их изготовления. – М., 1978. – Т. 4 (30).
3. Мартынов Ю.С. Расчет прочности сталежелезобетонных сечений комбинированным методом с учетом физической нелинейности / Ю.С. Мартынов, В.Е. Новиков // Металеві конструкції.– Мажэвска, 2003. – Т. 6, № 1.
4. Мартынов, Ю.С. Сталежелезобетонные конструкции покрытий и перекрытий в промышленном строительстве БССР / Ю.С. Мартынов, А.И. Шатило // Строительство и архитектура Белоруссии. – 1982. – № 3.
5. Проектирование сталежелезобетонных конструкций: ТКП EN 1994-2-2009 (02250).

**Расчет конструкций концертного зала детской филармонии
по СНБ 5.03.01-02 и EN 1992-1-1-2009**

Ткачик П.П.

(Научный руководитель – Шилов А.Е.)

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

Церковь Святого Духа на площади Свободы была построена в XVII в. И практически полностью разрушена в 30-е гг. XX в. Сохранились лишь фундаменты и стены подвала. В 2009 г. начались работы по воссозданию церкви. В ней планируется разместить концертный зал детской филармонии.

Проектирование подземной части и свода Церкви было поручено ОАО «Минскметрострой».

Проектирование объекта было осложнено следующими обстоятельствами:

1. Было принято решение сохранить оставшиеся конструкции церкви XVII века, которые, однако, уже не могли выполнять роль несущих конструкций. К ним также необходимо было обеспечить свободный доступ.

2. Под зданием церкви располагаются действующие тоннели метрополитена (участок Немига – Купаловская). Необходимо было запроектировать здание таким образом, чтобы дополнительные нагрузки не вызвали разрушения либо чрезмерные деформации обделки тоннелей.

3. Поскольку церковь располагается над действующими тоннелями метро, необходимо было принять меры по вибро- и шумоизоляции помещений.

4. Изначально свод церкви был выполнен из кирпичной кладки. При этом в кладке существовали сдвигающие напряжения по неперевязанному сечению, что по действующим нормам недопустимо.

5. Работы по возведению здания будут выполняться в крайне стесненных условиях.

Возникшие проблемы были решены при помощи оригинальных решений.

Подземная часть здания представляет собой пространственную рамно-континуальную систему с упруго-податливым креплением вертикальных несущих элементов с верхним диском жесткости. Надземные конструкции опираются на распределительную железобетонную плиту. Та в свою очередь опирается на пилоны в пределах и на ленточные фундаменты за пределами периметра исторических фундаментов. Пилоны передают нагрузку на монолитную фундаментную плиту. Для обеспечения более равномерной работы основания внутренняя фундаментная плита и внешние ленточные фундаменты соединены монолитными участками, проходящими под фундаментами XVII в.

Система виброизоляции была разработана совместно с БНТУ. Для гашения вертикальных колебаний во всех вертикальных несущих элементах (стенах подвала, пилонах) предусмотрены узлы вертикальной виброизоляции. Для борьбы с горизонтальными колебаниями была создана система из выступа распределительной плиты в форме двутавра и примыкающих к нему упоров фундаментной плиты. Такая система позволяет гасить горизонтальные колебания по обеим осям. В местах соприкосновения наружных стен с грунтом предусмотрены виброизоляторы из вспененного полиэтилена. Для завершения контура виброизоляции предусмотрены также виброизоляторы между лестничными пролетами и площадками. Доступ к виброизоляторам выполняется из подвала.

Свод церкви было решено выполнить из железобетона. Это, однако, не полностью решило проблему работы кладки по непереверзанному сечению из-за значительных распорных усилий в своде, в свою очередь передаваемых на кирпичную стену. Для минимизации этих усилий было принято решение приблизить работу свода к балочной (безраспорной) расчетной схеме в поперечном направлении. Это было сделано при помощи добавления поперечных железобетонных ребер.

Целью работы является сравнение результатов расчета по методике СНБ 5.03.01-02 и EN 1992-1-1-2009 внецентренно сжатого ж/б элемента (колонны).

Расчет по EN был выполнен по методу основанному на номинальной жесткости.

Результаты расчетов приведены в табл. 1.

Таблица 1

Бетон С 20/25, Арматура S 400	СНБ	EN
Требуемая площадь арматуры, мм ²	251	278
В % относительно результатов СНБ	100	110,8

ЛИТЕРАТУРА

1. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85 / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 36 с. – С изменением № 1 РБ.
2. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2003. – 140 с.
3. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий: ТКП EN 1992-1-1-2009. – Минск: РУП «Стройтехнорм», 2009. – 206 с.

Определение несущей способности внецентренно сжатых колонн при симметричном армировании, расположенном по контуру сечения

Шрамова С.С.

(Научный руководитель – Мадалинский Г.Г.)

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Рассмотрим запроектированное здание Торгового центра. Каркас здания решен в монолитном варианте с переменной сеткой колонн ($max 6,3 \times 6,0$ м). Колонны монолитные железобетонные квадратного сечения 400×400 мм. Пространственная устойчивость обеспечивается диафрагмами жесткости толщиной 200 мм в составе лестнично-лифтовых групп, объединенных монолитными дисками перекрытий ($\delta = 200$ мм) (рис. 1).

Расчет каркаса выполнен по программе ПК «Ли́ра- Windows». С помощью ПК «Ли́ра- Windows» при заданном классе бетона была определена необходимая площадь арматуры и выполнено конструирование колонн. Данные колонны были запроектированы квадратного сечения 400×400 . При проектном классе С 20/25 армирование $8\varnothing 20$ класса S 500 (рис. 1).

Строительство данного здания было начато в октябре прошлого года. Бетонирование трех этажей выполнялось в зимний период времени, при отрицательных температурах. Проверка прочности стандартных образцов в лаборатории, показало, что прочность бетона колонн не ниже проектной. Однако, в дальнейшем, в процессе обследования, была определена фактическая прочность бетона неразрушающими методами (в лаборатории), которая оказалась ниже проектной. Видимо сказались нарушения технологии бетонирования и условия выдерживания бетона.

В действующих СНБ есть рекомендации по общим случаям, но нет никаких указаний по определению несущей способности, и расчету внецентренно сжатых элементов при симметричном армировании.

В Лире же обратная задача не выполняется.

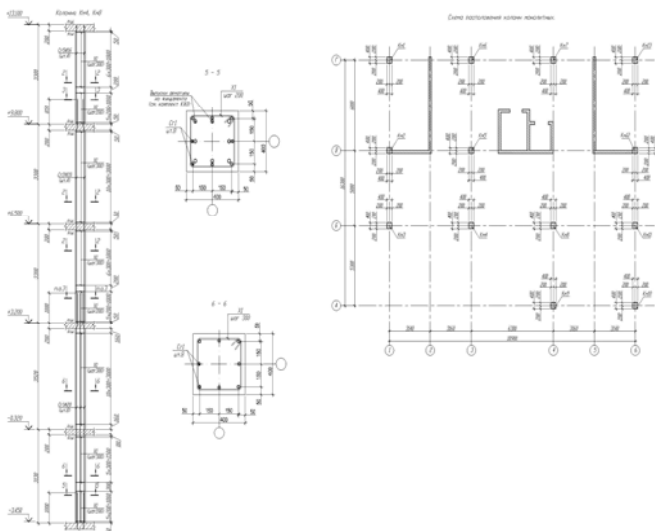


Рис. 1. Колонна монолитная Км 4,Км 8.
Схема расположения колонн монолитных

Поэтому проверка несущей способности колонн была выполнена по методике, разработанной в НИИЖБ, изложенной в пособии по проектированию к СНиП 2.03.01-84.

Кроме этого, был использован общий метод расчета равновесия, который дал неплохую сходимость. Однако он довольно сложен в применения, т.к. приходится определять высоту сжатой зоны методом последовательных приближений.

Мы поставили для себя задачу в связи с тем, что проектный класс С 20/25 снижен на один порядок С 16/20.

При этом если при проектном классе бетона несущая способность была достаточной, то при сниженном классе, поверочные расчеты показали значительное снижение несущей способности. Что в дальнейшем потребуют усиление (повлекут вопрос о дальнейшей эксплуатации данного элемента).

В процессе разработки проекта, была разработано 2 варианта усиления колонн:

- 1) Усиление стальной обоймой из уголков;
- 2) Усиление стальной обоймой с использованием преднапряженных уголков.

Из нашего опыта, можно констатировать о необходимости усиления контроля качества выполнения работ в зимний период времени.

Поэтому будем говорить, что контроль качества производства работ на данный момент оказывает существенное влияние при строительстве.

ЛИТЕРАТУРА

1. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85. – Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 36 с. – С изменением №1 РБ.
2. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. – Минск: Минстройархитектуры РБ, 2003. – 140 с.
3. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры. (к СНиП 2.03.01-84): Госстрой СССР. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1986. – 194 с.

Научное издание

СОВРЕМЕННЫЕ МЕТОДЫ
РАСЧЕТОВ И ОБСЛЕДОВАНИЙ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Материалы 67-й студенческой
научно-технической конференции

Подписано в печать 27.06.2011.

Формат 60×84 ¹/₁₆. Бумага офсетная.

Отпечатано на ризографе. Гарнитура Таймс.

Усл. печ. л. 4,18. Уч.-изд. л. 3,27. Тираж 50. Заказ 612.

Издатель и полиграфическое исполнение:

Белорусский национальный технический университет.

ЛИ № 02330/0494349 от 16.03.2009.

Проспект Независимости, 65. 220013, Минск.