

Министерство образования Республики Беларусь
БЕЛОРУССКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ
УНИВЕРСИТЕТ

Строительный факультет

АКТУАЛЬНЫЕ ПРОБЛЕМЫ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
И КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Материалы 66-й студенческой
научно-технической конференции

18 мая 2010 года

Минск
БНТУ
2010

УДК 38.53я43

ББК 38,51я43

А 43

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 66-й студенческой научно-технической конференции «Актуальные проблемы 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

Борзова О.А.

Высотное административное здание с рамно-связевым каркасом 5

Голиотто О.Е.

Исследование напряженно-деформированного состояния стенок
силосов в элеваторах 8

Гурло А.Н.

Эффективные каркасные системы монолитных железобетонных
высотных зданий 12

Дягель П.С.

Муфтовые соединения арматуры в железобетонных
конструкциях 18

Жарко Е.А.

Высотное здание модульной конструктивной системы 23

Кричко П.А.

Многоэтажное жилое здание со встроенными административно-
бытовыми помещениями 25

Локотков М.Л.

Сравнительный анализ работы каркаса 34-этажного здания
при переходе Республики Беларусь на европейские нормы 29

Лосев О.В.

Особенности моделирования двухпутной криволинейной ramпы
в гаражно-офисном центре 31

Мадалинская Н.Г.

Комплексные плиты перекрытий с использованием арболита
и крупнопористого бетона для малоэтажного строительства 35

<i>Мирный Д.А.</i> Сопоставление вариантов проектирования в сборном и монолитном железобетонном каркасе 9-этажного жилого дома в г. Гомеле	38
<i>Новицкий А.Н.</i> Определение рациональных параметров монолитных каркасов зданий различного назначения	40
<i>Панько П.П.</i> Особенности усиления конструкций балконов кирпичных жилых домов № 70, 72 по ул. Космонавтов в г. Молодечно	42
<i>Энезиа Патрик</i> Проектирование подземного гаража на 75 машиномест в г. Гродно	46
<i>Рогалевич К.В.</i> Рациональные конструктивные схемы высотных зданий из монолитного железобетона и сталежелезобетона	48

Высотное административное здание с рамно-связевым каркасом

Борзова О.А.

Научный руководитель – Пецольт Д.М.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Запроектированное здание является моделью башни «Россия», выполненной в масштабе 1/2, которая входит в строящийся комплекс ММДЦ «Москва-Сити». Автором здания является Норман Фостер.

Здание представляет собой центральное жесткое ядро и три радиально расходящихся от ядра крыла, непрерывно связанных между собой посредством связей: обвязочные балки в уровне перекрытий соединяющие веерные колонны; связи в ядре, соединяющие лифтовые шахты, и связи по торцам.

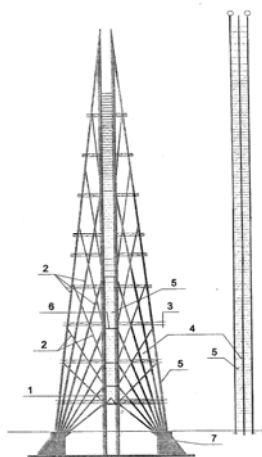


Рисунок 1 – Конструкции здания:

- 1 — железобетонные стены центрального ядра,
- 2 — веерные колонны,
- 3 — фермы технических этажей,
- 4 — стальные обвязочные балки,
- 5 — стальные связи,
- 6 — железобетонная перемычка в месте стыка веерных колонн с центральным ядром,
- 7 — железобетонные устои веерных колонн

Для расчета был использован программный комплекс SCAD11.1. Расчетная схема состоит из 192 545 элементов и 126 555 узлов.

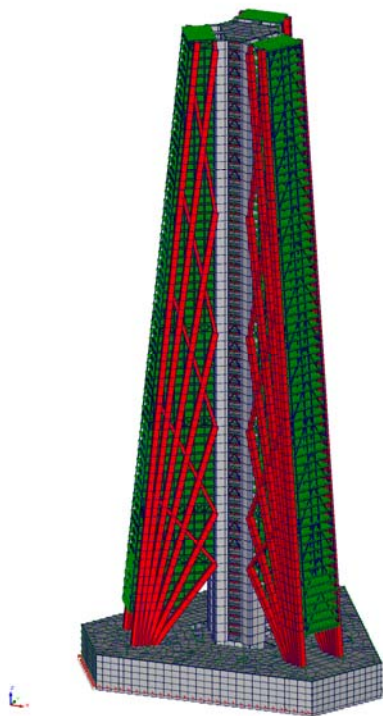


Рисунок 2 – Расчетная схема здания

Анализ работы здания на ветровую нагрузку показал, что максимальные перемещения верха конструкций (18 см – суммарные деформации при действии ветровой нагрузки в направлении оси У) не превышают предельные перемещения. По ТКП 45-3.02-108-2008 «Высотные здания. Строительные нормы проектирования» предельное горизонтальное перемещение верха высотных зданий высотой 200 м не должно превышать $1/600 H$; для нашего здания высотой 350 м принимаем $1/1000 H$, т.е. равного 35 см.

Распределение усилий в веерных колоннах показало, что наименьшие сжимающие усилия возникают в колоннах, встречающих ветровой поток, это подтверждает правильность работы здания. Наиболее благоприятное расположение здания относительно розы ветров будет такое, чтобы ветровая нагрузка действовала по оси У, т.к. именно при таком направлении ветра возникают наименьшие

сжимающие усилия, наименьший разброс усилий по колоннам и наименьшая вероятность закручивания здания.

В ядре возникают сжимающие усилия порядка 400 т/м^2 , примерно равные во всех направлениях действия ветра и моменты порядка 20 т·м/м (минимальные), что подтверждает работу рамно-связного каркаса.

В плите основания возникают большие ($\sim 80 \text{ т/м}^2$) напряжения, что говорит о необходимости применения свай. Моделирование работы плитно-свайного фундамента необходимо производить в нелинейной постановке.

Также были рассмотрены формы колебания под действием пульсационной нагрузки. На второй форме получили закручивание, во избежание чего в расчетной схеме были изменены жесткости связей по торцам здания и продлены периметральные балки до ядра (ранее с ядром были соединены лишь веерные колонны в местах примыкания).

Данные изменения дали нам две первых формы ортогональных и третью с закручиванием.

ЛИТЕРАТУРА

1. Башня «Россия» – конструктивные решения/ Высотные здания. – 2009. – июнь–июль. – С. 82–89.
2. Высотные здания. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-3.02-108-2008.
3. Административные и бытовые здания: СНБ 3.02.03-03.
4. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85.
5. Воздействия на несущие конструкции: СТБ ЕН 1991-1-1-2007. – Часть 1-1: Удельный вес, постоянные и временные нагрузки на здания.

УДК 631.243.24

Исследование напряженно-деформированного состояния стенок силосов в элеваторах

Голиотто О.Е.

Научный руководитель – Босовец Ф.П.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

В продовольственной безопасности Республики Беларусь переработка и хранение продуктов питания имеют важное значение. Хранение зерна, муки в больших объемах производится в элеваторах, состоящих из отдельных силосных банок. Конфигурация силосов в силосном корпусе зависит от технико-экономических показателей по расходу стройматериалов. Расчеты показывают, что круглый в плане силос по сравнению с квадратным имеет на 11,4 % меньше периметр стен при равновеликой площади сечения. Однако квадратные силосы при смежном расположении, например, четыре штуки в квадратном блоке, дают, наоборот, уменьшение периметра стен более чем на 20 % против четырех круглых равновеликих по вместимости силосов. Толщину стенок силосов принимают 180–200 мм. Днища силосов при сетке колонн 3×3 м образуются объемными железобетонными воронками, которые представляют собой полую усеченную пирамиду. Стенки силосных корпусов испытывают постоянные и временные нагрузки: от собственной массы конструкций, ветровые и снеговые нагрузки. Кроме того в банках силосов располагается полезная нагрузка от зерна ржи, кукурузы, проса, риса и проч., которые обладают различными коэффициентами трения по бетону с гладкой и шероховатой поверхностью. Все вышеперечисленные факторы создают условия работы стенок в сложном напряженном состоянии.

Первые предпосылки для расчета стенок силосов были предложены английскими исследователями в 1895 году Х.А. Янсенем и М. Кенаном. Ими предложены формулы для определения горизонтального и вертикального давления от зерна на стенки силоса.

горизонтальное:

$$P_{\text{зоп}} = \frac{\gamma \cdot Q}{f} \cdot \left(1 - e^{-f \cdot K \cdot \frac{Y}{Q}} \right) \quad (1)$$

вертикальное:

$$q = \frac{P_{\text{зоп}}}{K} = \frac{\gamma \cdot Q}{f \cdot K} \cdot \left(1 - e^{-f \cdot K \cdot \frac{Y}{Q}} \right) \quad (2)$$

где f – коэффициент трения сыпучего материала о стенку силоса;
 Q – гидравлический радиус поперечного сечения силоса.

Касательное напряжение (трение) в плоскости стены силоса.

$$t = P_{\text{зоп}} \cdot \operatorname{tg} \alpha = P_{\text{зоп}} \cdot f, \quad (3)$$

где α – угол трения сыпучего материала о стену силоса.

По предложению М. Кенана отношение горизонтального давления к вертикальному (коэффициент бокового давления):

$$K = \operatorname{tg}^2 \cdot \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (4)$$

где φ – угол внутреннего трения сыпучего материала. Для зерна эти коэффициенты будут равны $K = 0.44$; $f = 0.4$; $\varphi = 25^\circ$.

Теоретические решения М. Кенана – Х.А. Янсена не учитывают многообразия напряженного состояния сыпучего материала при истечении зерна из силоса. Опыты показали, что истечение зерна может происходить в разных формах (см. рис.1.)

Первая форма (а) характеризуется образованием над выпускным отверстием канала течения, доходящего до верха засыпки, при которой истечение происходит путем постепенного стекания верхних слоев в этот канал. Остальная масса зерна при этом остается в покое, и давление на стены практически не возрастает.

Вторая форма (б) характеризуется наличием трех зон: зона I, распространяющаяся на большую часть высоты силоса, отличается постоянной скоростью движения частиц по поперечному сечению

и высоте; в зоне II перемещение зерен происходит по криволинейным траекториям с различными, возрастающими к выпускному отверстию скоростями. В зоне III от устья воронки до некоторой высоты у стен сыпучий материал находится в состоянии покоя, пока уровень зерна не достигнет этой зоны.

Истечение всем столбом, форма (в), отличается от второй формы отсутствием зон II, III и характеризуется постоянством скоростей движения частиц по всему объему.

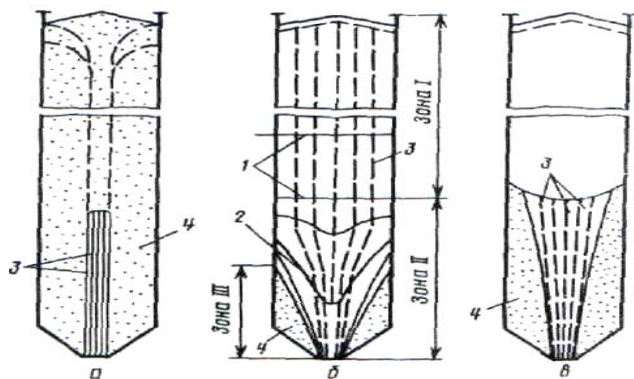


Рисунок 1 – Формы истечения зерна из силоса

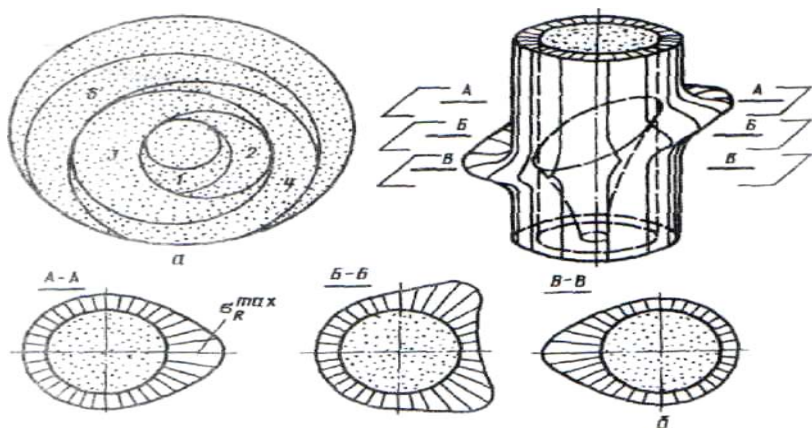


Рисунок 2 – Асимметрия истечения и давления зерна в силосе

В работах Г.А. Гениева на основе методов теории предельного равновесия разработана теория динамики сыпучей среды. Принимается, что сыпучая среда состоит из однородных частиц, размеры которых весьма малы по сравнению с рассматриваемой областью среды. Между частицами существует трение, зависящее от угла внутреннего трения φ , и некоторое сцепление, которое характеризуется предельным напряжением сцепления.

ЛИТЕРАТУРА

1. Б.А. Скориков, А.Н. Простосердов, В.Н. Карев, Ф.А. Несерс. Конструкции и расчет элеваторов. – М.: В.О. Агропромиздат, 1987.

**Эффективные каркасные системы
монолитных железобетонных высотных зданий**

Гурло А.Н.

Научный руководитель – Пецольд Т.М.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

В нашей стране высотными принято называть здания высотой свыше 75 м (более 25 жилых этажей) – для зданий жилого назначения, и свыше 50 м (более 17 жилых этажей) – для зданий общественного и многофункционального назначения. Однако общемирового четкого определения терминов «высотное здание» и «небоскреб» увы пока нет. Жилые здания свыше 100 м, а также здания общественного и многофункционального назначения более 200 м, для нашей республики, принято относить к сверхвысоким. Но опять-таки, четкой общемировой градации по высоте небоскребов (высотных зданий) человеческое общество не имеет.

Высотные здания могут иметь различное назначение: быть гостиницами, офисами, жилыми домами, учебными заведениями. Чаще всего высотные здания являются многофункциональными. В них, помимо помещений основного назначения, размещаются автостоянки, магазины, офисы, кинотеатры и т.д. Как правило, подземные помещения и нижние этажи отдают паркингам и техническим службам. И, наконец, на верхних этажах располагают помещения с хорошим видом из окна. В нежилых зданиях это могут быть дорогие рестораны и гостиницы.

Высотное здание должно быть оснащено теми же инженерными системами, что и обычные здания, однако к этим системам здесь предъявляются повышенные требования, во-первых, по надежности — совершенно очевидно, что на 15-й этаж в случае поломки лифта еще можно подняться по лестнице, а на 50-й? Во-вторых, требуется и большая мощность инженерных систем.

Одними из основных требований, предъявляемых к высотным зданиям, как показала мировая практика, являются требования комплексной безопасности, предусматривающие обеспечение путей

эвакуации при кризисных ситуациях, противопожарные и антитеррористические мероприятия, надежный контроль и управление всеми системами инженерного оборудования, дублирование ряда систем жизнеобеспечения и др. Правила, предъявляемые к высотным зданиям, в разы жестче тех, которые применяют к зданиям повышенной этажности.

При проектировании высотные здания следует относить к I-у повышенному уровню ответственности (высшего уровня по нормативной технической документации в нашей республике пока еще нет). Необходимо принимать коэффициенты надежности по ответственности при высоте здания до 100 м равными $\gamma_n = 1,1$; в диапазоне высот от 100 до 150 м – $\gamma_n = 1,15$, в диапазоне от 150 до 200 м – $\gamma_n = 1,2$. Под действием ветровой нагрузки перемещение верха высотного здания не должно превышать 1/500 для зданий высотой до 150 м включительно и 1/600 для высоты 200 м, что обеспечивает целостность остекления и перегородок, нормальную работу лифтов и другого инженерного и технологического оборудования, а также комфортные условия пребывания людей. В соответствии с зарубежным опытом это условие соблюдается при отношении ширины к высоте здания не менее 1/7, причем ширина здания принимается на уровне 2/3h. Однако в мире на данный момент уже имеются реализованные проекты зданий с гибкостью 1/10.

Для уменьшения колебаний высотных зданий под действием ветрового давления в последние годы в мировой практике проектирования стали применять подвешенные в их верхней части инертные массы (демпферы).

Анализ несущих систем высотных зданий, построенных в мире, показывает, что их конструктивное и компоновочное решение зависит, главным образом, от высоты объекта. Однако существенное влияние на выбор конструктивной схемы оказывают и такие факторы, как высота здания, сейсмическая активность района строительства, инженерно-геологические условия, атмосферные и в первую очередь ветровые воздействия, архитектурно-планировочные решения (требования к гибкой планировке, эстетические и психофизические требования).

В современном высотном строительстве применяют различные конструктивные системы и схемы с разнообразными вариантами

компоновок. Вместе с тем все конструктивные системы можно разделить на три категории: каркасные, стеновые и смешанные (комбинированные). **Каркасные системы:** рамно-каркасная с жесткими узлами ригелей и колонн; каркасная с диафрагмами жесткости или рамно-связевая; каркасно-ствольная. **Стеновые системы** (бескаркасные – с несущими поперечными или поперечными и продольными стенами: коробчатая (оболочковая); ствольная; поперечно-стеновая; перекрестно-стеновая. **Смешанные, комбинированные системы (каркасно-стеновые):** ствольно-стеновая; каркасно-ствольная; каркасно-оболочковая; коробчато-ствольные или же ствольно-коробчатая (ствольно-оболочковая – «труба в трубе», «труба в ферме») и др. Смешанные системы сочетают в себе отдельные признаки каркасной и стеновой систем.

Как правило, высотные здания выполняют в форме прямоугольных призм, которые, с геометрической точки зрения, подвержены горизонтальным перемещениям. Обладая прочностью благодаря их геометрической форме, такие здания имеют более высокие технико-экономические показатели или допускают большую высоту здания при меньшей стоимости.

Видоизменением усеченной пирамиды здания «Джон Хэнкок Билдинг» является полная пирамида 50-этажного здания «Трансамерика Билдинг» в Сан-Франциско (рис. 1, д). Это здание высотой 260 м, состоит из наружной рамы с жесткими узлами, которая имеет только четыре угловые колонны» образующие А-образную раму. Внутренние вертикальные колонны не пересекаются с наружными наклонными колоннами. Они обрываются на уровне 4.6 м до пересечения и только поддерживают перекрытия.

Уменьшение горизонтального прогиба здания может быть также достигнуто сужением кверху наружного каркаса, как, например, в 60-этажном здании «Ферст Нэшнл Банк», Чикаго (рис. 1, г). Преимущества такой конструкции проявляются наиболее полно, когда здание сужается по всей высоте. В здании «Ферст Нэшнл Банк» наклон наружных стальных колонн начинается с уровня одной трети от низа здания.

Цилиндрическая форма здания обеспечивает пространственный характер работы конструкции при горизонтальных нагрузках. Здания «Марина Сити Тауэрс» (рис. 1, е) в Чикаго были первыми зданиями такой формы. Типовая башня состоит из кольца колонн по

периметру и вокруг коридора, примыкающего к центральному железобетонному стволу.

Здания эллиптической формы обладают теми же преимуществами, что и цилиндрические. Здание «Франция» в Париже (рис. 1, б). Горизонтальные нагрузки воспринимаются центральным стволом, а также внутренними и наружными стенами-диафрагмами. Поскольку система стен-диафрагм распределяет горизонтальные нагрузки по широкой площади, требуемая глубина заложения фундаментов невелика.

Другой эффективной конфигурацией здания является треугольная призма. В здании «US Стил Билдинг» в Питтсбурге использована треугольная призма со скошенными углами для снижения параметров реакции здания при ветровых нагрузках.

Здание «Америкэн Бродкастинг Компани Билдинг» в Лос-Анджелесе (рис. 1, а) также имеет форму треугольной призмы. Высота здания 175 м, а в качестве конструкций наружных стен приняты фермы Виренделя (безраскосная решетка из колонн и ригелей). Ригели наружных стен передают вертикальные нагрузки на угловые колонны, в то время как горизонтальные нагрузки передаются диафрагмами перекрытий центральному стволу.

Для увеличения горизонтальной жесткости здание может иметь серповидную или змеевидную форму. Здание «Торонто Сити Холл» (рис. 1, в), состоящее из двух серповидных башен высотой 20 этажей (79 м) и 27 этажей (100 м), над двухэтажным подиумом построено с использованием этого принципа. Конструкции башни состоят из наружной вертикальной оболочки без оконных проемов, от которой к центральному ряду колонн уложены радиальные балки, имеющие консоли вылетом 2 м для опирания панелей ограждения. Плиты перекрытия укладываются по радиальным балкам. Вертикальные нагрузки воспринимаются колоннами и каркасом оболочки. Горизонтальные нагрузки воспринимаются вертикальной оболочкой, жесткость которой увеличена за счет работы плит перекрытий как ребер жесткости.

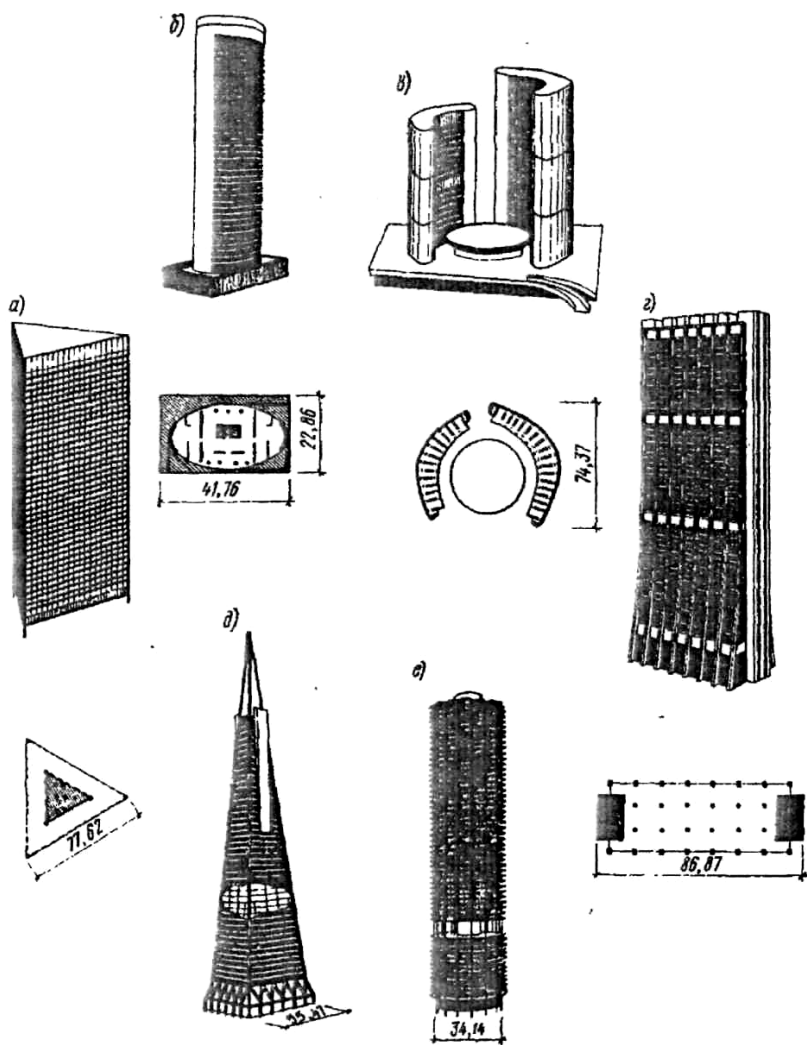


Рисунок 1 – Эффективные формы зданий:
 а – треугольная призма; б – эллиптический цилиндр;
 в – вертикальная оболочка; г – форма, сужающаяся кверху;
 д – пирамида; е – круглый цилиндр

Анализ различных конструктивных систем высотных зданий показал, что при их проектировании необходимо решать огромный комплекс вопросов, которые будут диктовать наряду с архитектурно-планировочными решениями также условия живучести зданий и их экономичность.

ЛИТЕРАТУРА

1. Высотные здания. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-3.02-108-2008.
2. Шуллер, В. Конструкции высотных зданий / пер. с англ. – Стройиздат, 1979. – 248 с.
3. Конструкции высотных зданий за рубежом / обзор О.М. Попковой. – М.: ЦИНИС Госстроя СССР, 1973.
4. Магай, А.А. Архитектура высотных зданий. – М.: Окей-Книга, 2007. – 287 с., ил.
5. Маклакова, Т.Г. Высотные здания. – М.: «АСВ», 2006. – 160 с., ил.
6. Рафайнер, Ф. Высотные здания: объемно-планировочные и конструктивные решения / сокр. пер. с нем. Л.Э. Балановского; под ред. Ю.А. Дыховичного. – М.: Стройиздат, 1982. – 180 с., ил. – Перевод изд.: Hochhauser / F.Rafeiner. – 1978.
7. Современное высотное строительство. – М.: ГУП «ИТЦ Москомархитектуры», 2007. – 464 с., ил.
8. Интернет-ресурсы:
<http://www.allofremont.com>;
<http://www.arhitecture.ru>;
<http://www.stroinauka.ru>;
<http://www.ais.by>.

Муфтовые соединения арматуры в железобетонных конструкциях

Дягель П. С.

Научный руководитель – Рак Н.А.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Перед строительной отраслью Республики Беларусь поставлена задача значительного увеличения объемов жилищного строительства. При этом существенная часть жилых зданий предполагается построить многоэтажными из монолитного железобетона. Обеспечить планируемый рост объемов строительства таких зданий возможно только при максимальном использовании новых технологий их возведения.

Одной из наиболее важных технологических операций при возведении многоэтажных зданий из монолитного железобетона является соединение стержней арматуры. В настоящее время нормами [1] предусмотрено применение сварных соединений стержней арматуры и соединений стержней арматуры внахлестку.

Применение сварных соединений стержней арматуры требует большого расхода электроэнергии, высокой квалификации сварщиков и сложного контроля качества выполнения работ. Этот приводит к большой трудоемкости выполнения работ, снижению темпов возведения зданий.

В связи с этим во многих проектах многоэтажных зданий из монолитного железобетона применяется соединение стержней арматуры внахлестку, при котором усилие с одного стыкуемого стержня на другой передается за счет сил сцепления с бетоном. Однако и такое соединение не лишено определенных недостатков: повышенный расход арматуры за счет перепуска стержней и установки дополнительной поперечной арматуры в зоне соединения; значительное усложнение технологии бетонирования из-за скопления в зоне соединения большого количества стержней арматуры.

Следует отметить, что СНБ 5.03.01-02 [1] не рекомендует стыковать внахлестку стержни диаметром более 25 мм, а стыковка внахлестку стержней диаметром более 36 не допускается. Кроме того длина нахлестки по СНБ 5.03.01-02 [1] достигает 40-50 диаметров

стыкуемых стержней, что составляет до 40% высоты этажа жилого здания. В связи с этим применение соединения стержней арматуры внахлестку также становится экономически невыгодным.

Новым способом соединения стержней арматуры является соединение стержней с помощью механических соединений. Механические соединения представляют собой систему соединений с конической резьбой, создающую надежное фиксирующее соединение, которое обеспечивает непрерывность и конструктивную целостность железобетонной конструкции. После соединения арматурные стержни ведут себя как непрерывные участки арматурной стали, обеспечивая «полную прочность» при растяжении, сжатии и в случаях циклических переменных напряжений.

Соединения арматуры механические LENTON изготавливаются на оборудовании фирмы ERICO путем нарезки конусной резьбы на концах арматурных стержней и их соединения с помощью муфты, имеющей соответствующую стержням резьбу (рисунок 1).



Рисунок 1 – Муфтовое соединение арматуры LENTON

Соединения арматуры механические LENTON изготавливаются нескольких видов [2,3].

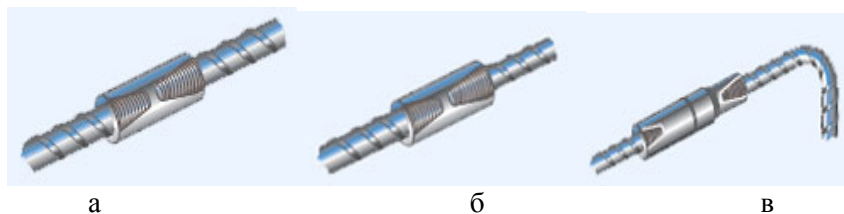


Рисунок 2 – Типы муфт для соединений арматуры LENTON:
а – стандартная, б – переходная, в – позиционная

Стандартные муфты (рисунок 2,а) используются для стыковки арматурных стержней одинакового диаметра, в том случае, когда один из них может свободно вращаться, и его перемещение в осевом направлении ничем не ограничено.

Переходные муфты (рисунок 2,б) используются для стыковки арматурных стержней разного диаметра, в том случае, когда один из них может свободно вращаться, и его перемещение в осевом направлении ничем не ограничено.

Позиционные муфты (рисунок 2,в) используются для быстрой стыковки двух криволинейных, изогнутых или прямых арматурных стержней, в том случае, когда ни один из них не может свободно вращаться, и движения присоединяемого стержня арматуры в осевых направлениях ограничены.

Механические соединения арматуры по условиям работы в железобетонных конструкциях подразделяются на [2,3]:

– сжатые контактные – применяются для соединения арматурных стержней, в которых в процессе эксплуатации не возникает усилий растяжения, передача нагрузки с одного стержня на другой осуществляется опиранием их торцов;

– растянутые – применяются для соединения как сжатых, так и растянутых в процессе эксплуатации арматурных стержней, усилия с одного стержня на другой передаются через соединительную муфту.

К растянутым механическим соединениям арматуры предъявляются следующие основные требования:

– прочность соединения должна быть не менее 60% от нормативного значения временного сопротивления соединяемой арматуры;

– деформативность соединения (сдвиг стержней в муфте) не должна превышать 0,1 мм при напряжениях, составляющих 60% от нормативного значения временного сопротивления соединяемой арматуры;

– равномерное относительное удлинение арматуры после разрушения соединения должно быть не менее 2%.

Для сжато-контактных соединений главным требованием является перпендикулярность обрезки торцов соединяемых стержней относительно их оси с предельным отклонением $+ 1,5^\circ$.

В Российской Федерации в ФГУП «НИЦ «Строительство» были проведены комплексные исследования механических соединений арматуры с использованием конусных муфт [4-6]. В процессе этих исследований проведены испытания конусных резьбовых соединений арматуры класса А500С при растяжении, изучено влияние отрицательных температур на прочность резьбовых соединений при испытании на растяжение, испытаны резьбовые соединения на выносливость, получены экспериментальные данные о работе конусных и цилиндрических резьбовых соединений рабочей арматуры класса А500С в центрально и внецентренно сжатых железобетонных элементах.

Преимуществами механических соединений арматуры с использованием конусных муфт являются то, что его прочность не зависит от качества бетона, обеспечиваются повышенная прочность и пластичность соединения, исключается ступенчатость арматуры и улучшаются условия укладки и уплотнения бетона.

Кроме того, обеспечивается более высокая гибкость при выборе проектных решений, не требуется особая квалификация рабочих, снижается трудоемкость работ при строительстве, сокращаются сроки строительства, снижаются затраты на оборудование и механизмы, а также на материалы за счет сокращения объемов использования арматуры.

ЛИТЕРАТУРА

1. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-2002. – Минстройархитектуры. – Минск.: Стройтехнорм, 2003. – 140 с.

2. Рекомендации по механическим соединениям арматурной стали для железобетонных конструкций: РА-10-1-04. – М.: Ассоциация «Железобетон», 2004. – 22 с.

3. . Соединения арматуры механические «LENTON» производства фирмы «ERICO»: ТУ 4842-196-46854090-2005. – М.: НИИЖБ, 2005. – 28 с.

4. Дьячков, В.В. Прочность и деформативность резьбовых механических соединений арматуры / В.В. Дьячков // Бетон и железобетон. – 2006. – № 1. – С. 11–14.

5. Мадатян, С.А. Исследование резьбовых соединений арматуры в сжатых железобетонных элементах / С.А. Мадатян, В.В. Дьячков // Бетон и железобетон. – 2007. – № 4. – С. 16–20.

6. Дьячков, В.В. Свойства и особенности применения в железобетонных конструкциях резьбовых и опрессованных механических соединений: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / В.В. Дьячков. – М: ФГУП «НИЦ «Строительство», 2009. – 22 с.

Высотное здание модульной конструктивной системы

Жарко Е.А.

Научный руководитель – Пецольд Т.М.

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

Здание запроектировано под устройство гостиницы высотой 136 м и размерами в плане 55,5×28,8 м.

Здание состоит из трех модулей по двенадцать этажей каждый, из них десять типовых, с высотой этажа 3,2 м, а первый и двенадцатый с высотой этажа 4,2 м.

На типовых этажах расположены одно- или двухместные гостиничные номера. В центре этажа выполнен лифтовой холл с восемью лифтами.

На нижнем и верхнем этажах модуля могут быть расположены:

- офисы администрации;
- комнаты отдыха и досуга;
- торгово-развлекательные объекты.

Также имеется четыре подземных этажа, два из которых, технические, а два отведены под паркинг.

Здание оснащено средствами пожарной эвакуации. Этаж разделен на два крыла, в каждом из которых имеется лестница с подпором воздуха, незадымляемая лестница и два пожарных лифта, которые в не экстренных ситуациях могут использоваться как служебные.

Здание выполнено из монолитного железобетона.

По торцам здания и в его центре, для передачи вертикальных и горизонтальных нагрузок на фундамент, в поперечном направлении расположены диафрагмы жесткости, которые имеют продольные участки по краям и в центре, для увеличения жесткости каждого модуля и диафрагмы в продольном направлении.

Каркас здания состоит из несущих модулей и разделительных этажей. Несущие модули включают в себя двенадцать этажей, выполненных в каркасных конструкциях из монолитного железобетона. А именно: имеются монолитные колонны, которые в продольном направлении объединены выступающими, ниже уровня монолитного перекрытия, балками, по ширине равными ширине колонны. Колонны рассчитываются как на сжатие, так и на растяжение.

В верхних и нижних этажах модуля в створах продольных рядов колонн выполнены монолитные стены, образующие продольные балки стенки, опирающиеся на поперечные диафрагмы жесткости. В этих стенах предусмотрены необходимые по планировочным решениям проемы и отверстия. Это достигается тем, что в первую очередь конструируется ферма из жесткой арматуры (уголков) с необходимым расположением элементов решетки.

Принятое конструктивное решение обеспечивает надежную работу высотного здания при возможных силовых воздействиях, вызывающих локальное разрушение конструкций, например, колонн.

ЛИТЕРАТУРА

1. Высотные здания. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-3.02-108-2008. – 85 с.
2. Шуллер, В. Конструкции высотных зданий / перевод с англ. – М.: Стройиздат, 1979. – 248 с.

УДК 624.012

**Многоэтажное жилое здание со встроенными
административно-бытовыми помещениями**

Кричко П.А.

Научный руководитель – Смех В.И.

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Многоэтажное жилое здание является частью архитектурной концепции по застройке территории около Национальной Библиотеки Республики Беларусь. На проектируемом генплане оно располагается в центре архитектурной композиции и представляет собой сооружение с переменной этажностью: подземный гараж-стоянка, двухуровневый торгово-развлекательный комплекс, 10- и 25-этажную жилую часть. Особую выразительность проекту придают поворотные в плане этажи двух башен, начиная с 14-го (см. рисунок 1).



Рисунок 1 – Архитектурная концепция

На основе архитектурного проекта и конструктивных особенностей была создана конечно-элементная модель здания, состоящая из

380 тыс. КЭ. Для моделирования плитных элементов применялись конечные элементы оболочки (КЭ44), для стержневых элементов – пространственный стержень (КЭ5). Шаг сетки был принят 400×400 мм (равный двум толщинам плитного элемента).

Особенностью построения КЭ-модели является необычная архитектурная форма здания в виде поворотных этажей, большие размеры здания (в плане 50×100 м), моделирование грунтового основания, учет пульсационной составляющей ветровой нагрузки, устройство температурного шва с применением специальных анкерных устройств (вместо обычно применяемых сдвоенных колонн).

Отличительная черта проекта – применение анкерных деталей для устройства температурного шва (Рисунок 2, 3). Применение анкеров для температурного шва позволяет сэкономить на площади внутри здания, на опалубке и материалах по устройству колонн, обеспечить лучшую совместную работу двух температурных блоков. К анкерным устройствам предъявляются особые требования по коррозии и огнестойкости. Шаг устанавливаемых анкерных устройств был принят равным 400 мм в зонах колонн (большая поперечная сила) и 800 мм в пролете.

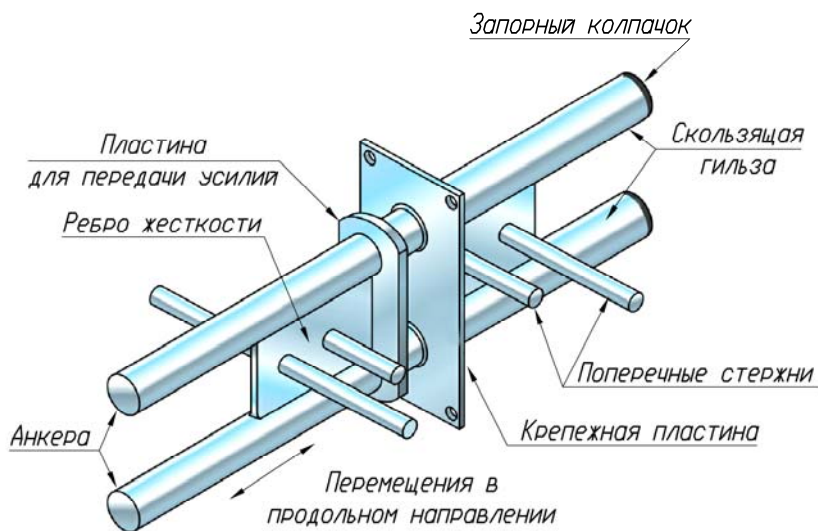


Рисунок 2 – Деталь анкерного устройства в сборе

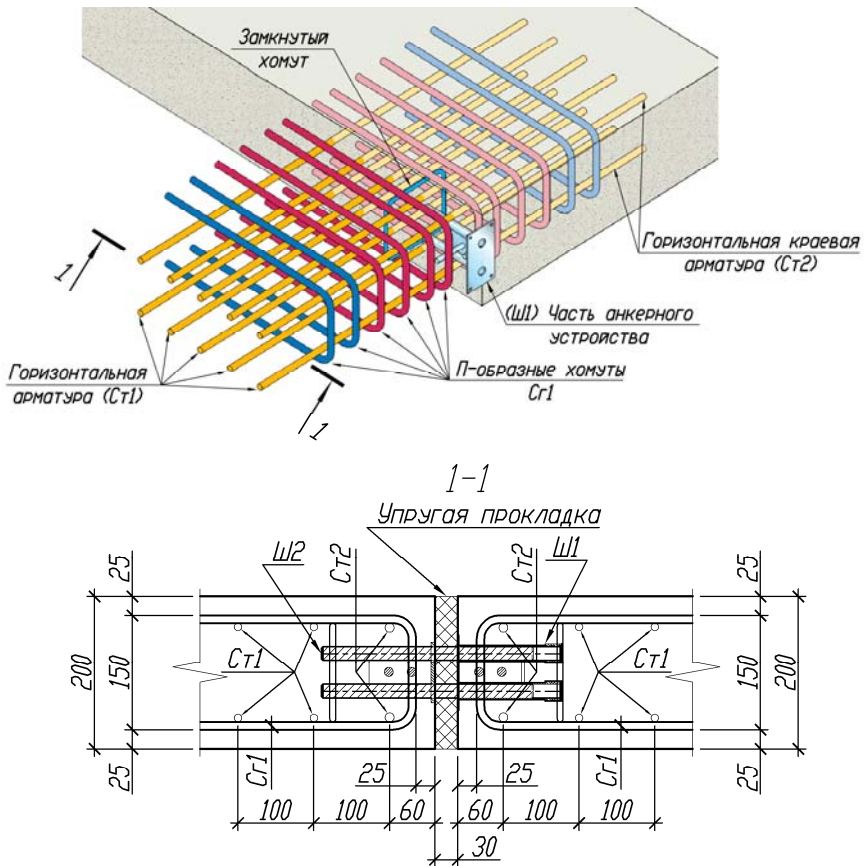


Рисунок 3 – Армирование зоны температурного шва

Анкерные устройства моделируются в виде специальных элементов конечной жесткости – упругих связей (КЭ типа 55). Назначаются коэффициенты жесткости для линейных перемещений и поворотов, относительно заданных осей. Значения коэффициентов принималось в зависимости от характеристик применяемого анкерного устройства, ширины зазора между соединяемыми плитами, а также конструктивных особенностей установки.

Расчет производился на действие постоянных и переменных нагрузок, а также на особое воздействие пульсационной составляющей

шей ветровой нагрузки. Постоянные нагрузки принимались в виде равномерно распределенных по поверхности плиты. Статическая составляющая ветровой нагрузки – в виде распределенной по линии и прикладывалась в уровне середины перекрытий, а динамическая – в виде сосредоточенных масс.

ЛИТЕРАТУРА

1. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. – Минстройархитектуры. – Минск: Стройтехнорм, 2003. – 140 с.
2. Проектирование железобетонных конструкций: ТКП EN 1992-1-1-2009 Еврокод 2. – Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. – 207 с.
3. JORDAHL®-Schubdorne Typ JDSD und JDSDQ Zulassung Nr. Z-15.7-237 Geltungsdauer bis 31 August 2010.
4. Анкерные соединения для монолитных бетонов JORDAHL JDSD и JDSDQ. Технический каталог.
5. Анкерные соединения для монолитных бетонов HALFEN HSD. Технический каталог.
6. DIN 1045-1:2001-07. Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1: Bemessung und Konstruktion — 148 p.
7. Перельмутер, А.В., Сливкер В.И. Расчетные модели сооружений и возможности их анализа. – М.: ДМК Пресс, 2007 – 600 с., ил.

Сравнительный анализ работы каркаса 34-этажного здания при переходе Республики Беларусь на европейские нормы

Локотков М.Л.

Научный руководитель – Зверев В.Ф.

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Цель исследования — выполнить сравнительный анализ работы конструктивной системы 34-этажного здания при учете ветровых воздействий по “СНиП 2.01.07-85 Нагрузки и воздействия” и “ТКП EN 1991-1-4-2009 Общие воздействия. Ветровые воздействия”. Исходными данными являлись архитектурные чертежи проекта жилого здания по ул. Максима Танка в г. Минске, выполненного в монолитном железобетонном каркасе. В процессе работы выполнен расчет рамно-связевого каркаса. По результатам сравнения сделаны выводы:

1) в ТКП EN имеются существенные различия методики определения ветрового давления по сравнению со СНиП. В европейских нормах реализована возможность учета сезонного изменения базового значения скорости ветра, а также учет направления ветра по сторонам света, функция средней скорости ветра поставлена в зависимость от большего количества аргументов: от высоты над уровнем земли, шероховатости местности, орографии, влияния более высоких близлежащих зданий. Упрощена методика определения вклада ветровой нагрузки (пульсационной составляющей) в динамическую реакцию здания. Приведены упрощенные критерии оценки динамической неустойчивости (дивергенция, флаттер) и вихревых возбуждений (галопирование).

2) в результате расчета каркаса здания с учетом ветровых воздействий по ТКП EN было отмечено увеличение изгибающих моментов (на 6,3 %) в фундаментной плите, а также увеличение изгибающих моментов (на 9,4 %) и продольных усилий (на 3,7 %) в колоннах подвального этажа.

3) можно сказать, что применение европейских норм позволяют учитывать гораздо большее количество факторов характеризующих природу ветрового воздействия и тем самым увеличить надежность здания.

ЛИТЕРАТУРА

1. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85.
2. Общие воздействия. Ветровые воздействия: ТКП EN 1991-1-4-2009.
3. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02.

**Особенности моделирования
двухпутной криволинейной рампы
в гаражно-офисном центре**

Лосев О.В.

Научный руководитель – Смех В.И.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Создание расчетной схемы для прочностного анализа несущих конструкций зданий и сооружений – задача достаточно сложная. Особенно если в рамках объекта предусмотрены нестандартные конструкции – **винтовая рампа** (внутренний радиус 3700, внешний-12800, продольный уклон закрытой криволинейной рампы -10%-13%), моделирование которых связана с рядом особенностей:

1. Назначение размера конечных элементов и разбиение криволинейных поверхностей;

Теоретические исследования сходимости весьма важны, и их результаты могут быть использованы в практических целях, однако здесь имеются и некоторые серьезные проблемы: одна из первых проблем состоит в том, что при удовлетворительной сходимости по перемещениям могут не так хорошо сходиться интересующие расчетчика внутренние силы и напряжения. Таким образом, проверки сходимости должны быть ориентированы на исследование тех результатов, которые требуются в решаемой задаче. *Единственный способ убедиться в достаточной точности конечноэлементного разбиения и приемлемости полученного решения - это сопоставление результатов, найденных на сетках различной густоты. Триангуляционная сеть не должна быть слишком редкой, так как при этом результаты будут неприемлемо усреднены. Триангуляционная сеть не должна быть слишком густой, так как при этом время счета может быть неприемлемо большим, и, в ряде случаев, большая размерность задачи может привести к плохой обусловленности матрицы жесткости, и, следовательно, к большим вычислительным погрешностям. Можно руководствоваться такими практическими рекомендациями - шаг триангуляции не должен превышать 1/4 минимального расстояния между опорами; размеры конечного элемента должны быть больше его толщины в 2-3 раза и т.п.*

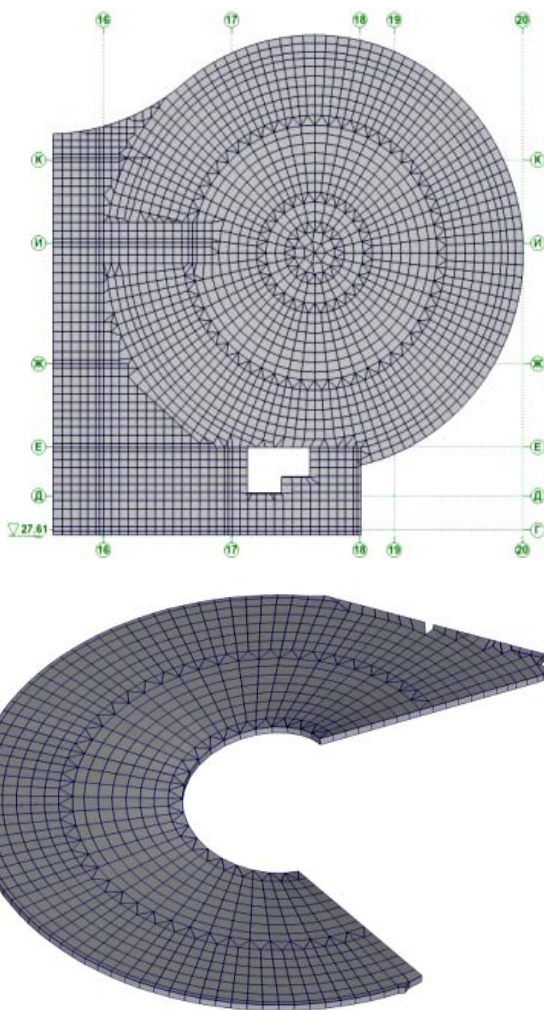


Рисунок 1 – Формирование конечноэлементной модели винтового пандуса

При моделировании винтового пандуса использовался конечный элемент оболочки (КЭ44) размером 600х600мм, в местах приближения к вертикальным несущим конструкциям размер конечного

элемента уменьшался до 400х400мм. Наличие функции автоматического формирования поверхности вращения в программном комплексе не позволило получить винтовой пандус заданного уклона, с заданными размерами сетки конечных элементов. Моделирование винтового пандуса было привязано к плоской плите перекрытия, разбиение которой выполнено с учетом расположения вертикальных конструкций и размера конечных элементов (рисунок 1). Дальнейшее построение сводилось в перемещении узлов по каждому радиальному направлению на величину, полученную путем деления высоты этажа на количество узлов по каждому конечному элементу начиная от центральной окружности к внешней (порядка 1200 узлов для одной ramпы в пределах этажа). При этом если высота этажа не постоянная, как в моем случае, приходится формировать столько отдельных подшем, сколько разновидностей высоты этажа.

2. Особенности выравнивания направлений выдачи усилия в элементах винтового пандуса;

При моделировании винтового пандуса следует учитывать особенности его армирования. Поскольку арматура укладывается в радиальном направлении, очень важно согласовать направление выдачи усилий и фактическое расположение армирования.

3. Ввод полезной нагрузки.

При расчете винтового пандуса необходимо учесть влияние движущихся автомобилей (полезную нагрузку). Полезная нагрузка приложена в шахматном порядке (рисунок 2), а также в виде равномерно распределенной по всей поверхности, как взаимоисключающие загрузки. Наиболее невыгодным с точки зрения работы колонн может оказаться расположение автомобилей в сетке колонн по диагонали, что важно учитывать при формировании загрузки от автотранспорта в гаражах-стоянках.

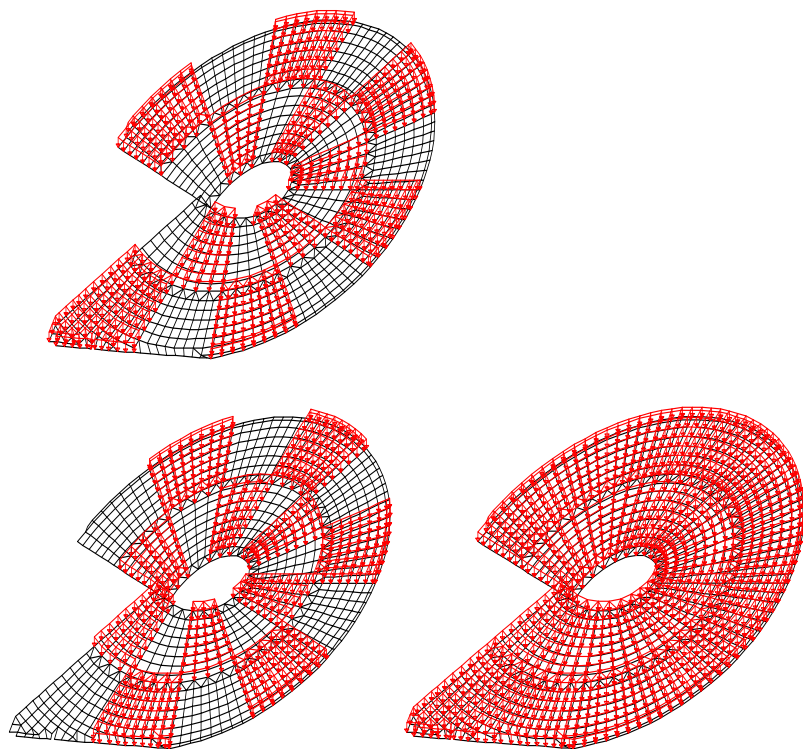


Рисунок 2 – Особенности ввода полезной нагрузки

ЛИТЕРАТУРА

1. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-2002. – Минстройархитектуры. – Минск: Стройтехнорм, 2003. – 140 с.
2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий: ТКП EN 1992-1-1-2009 Еврокод 2. – 207 с.
3. Анкерные соединения для монолитных бетонов JORDAHL JDSD и JDSDQ. Технический каталог.
4. DIN 1045-1:2001-07. Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1: Bemessung und Konstruktion. – 148 p.
5. Перельмутер, А. В., Сливкер, В. И. Расчетные модели сооружений и возможности их анализа. – М.: ДМК Пресс, 2007 – 600 с., ил.

УДК 691.327:666.973.3

Комплексные плиты перекрытий с использованием арболита и крупнопористого бетона для малоэтажного строительства

Мадалинская Н.Г.

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

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

Плиты перекрытий разработаны в двух вариантах: с использованием арболита (П1) и с использованием крупнопористого керамзитобетона (П2).

Габариты и все внешние размеры плит в обоих случаях совпадают, что создает возможность их взаимозаменяемости. Длина плит принята 4400 мм, ширина 400 мм, что обеспечивает сочетаемость стеновых блоков и плит перекрытий. Высота (толщина) плит принята 200 мм, т.е. равной высоте ряда кладки стен из блоков.

С конструктивной точки зрения плита П1 имеет коробчатое сечение, заполненное арболитом. Участие арболита в восприятии нагрузки в расчете не учитывается. Роль арболита сводится к двум факторам: технологическому – обеспечивает удобство формирования железобетонного короба (как бы вместо опалубки или пустотообразователя) и эксплуатационному – обеспечивает звукоизоляцию междуэтажного перекрытия, улучшает теплоизоляцию чердачного перекрытия. Малый вес плиты допускает монтаж перекрытия легким автокраном на максимальном выносе стрелы. Кроме того, возможна развозка плит по перекрытию с помощью тележек.

Формовочная установка для изготовления плиты может представлять собой виброплощадку с бортоснасткой и набор жестких поддонов. Продольные борта формовочной установки закрепляются на установке так, чтобы расстояние между ними фиксировалось тремя позициями. Вначале борта устанавливаются на поддоне так, чтобы расстояние между ними было равно 300 мм. В этой позиции на поддон укладывается нижняя арматурная сетка с фиксацией защитного слоя бетона и укладывается бетонная смесь нижнего слоя плиты с виброуплотнением. Затем поверх бетона укладывается арболит. После уплотнения арболита борта раздвигаются в обе стороны. Арболит, как показали опыты, при распалубке вертикальных

граней сохраняет приданную форму. В этой позиции в зазоры между арболитом и бортами устанавливаются арматурные каркасы, а поверх арболита арматурную сетку и производится бетонирование. Подвижность бетонной смеси не должна превышать 1-2 см, что обеспечит возможность немедленной распалубки плит после формирования. Борты при этом раздвигаются дальше и освобождают поддон с отформованной плитой. Поддон с плитой краном снимается с формовочной установки и отправляется в камеру термообработки. Поперечные борты устанавливаются в форме в соответствии с заданной длиной плит. На данной установке можно формировать плиты различной длины.

Основные технико-экономические показатели. Расход конструктивного бетона – $0,15 \text{ м}^3$, расход теплоизоляционного бетона – $0,16 \text{ м}^3$, расход стали – 6,19 кг, расход стали на 1 м^3 бетона – 19,55 кг, вес элемента – 450 кг.

В отличие от арболита крупнопористый бетон может быть использован в комплексной конструкции плит не только как теплоизоляционный и звукопоглощающий материал, но и для восприятия нагрузки. Плита П2 в этом случае представляет собой трехслойную конструкцию с нижним и верхним слоями из армированного тяжелого бетона и средним слоем из крупнопористого керамзитобетона. Вертикальные ребра в этом случае не требуются, равно как и вертикальные арматурные каркасы, что значительно упрощает технологию изготовления плит.

Плита должна изготавливаться в индивидуальных формах с бортами. Формование – на виброплощадке. Для нижнего и верхнего слоев применяется малоподвижная бетонная смесь. В качестве крупного заполнителя может быть применен щебень или гравий с предельной крупностью 20 мм. Продолжительность вибрирования нижнего слоя примерно 10 сек. для его разравнивания и уплотнения. При этом положения арматурной сетки должно быть зафиксировано для обеспечения требуемого защитного слоя.

Крупнопористый бетон должен быть уложен по свежему бетону нижнего слоя и уплотнен кратковременной (примерно 3-5 сек.) вибрацией. Затем укладывается верхняя арматурная сетка и бетонная смесь верхнего слоя, которую следует уплотнять прикатыванием сверху или разравнивать виброрейкой. Интенсивная виброобработка бетонной смеси верхнего слоя нежелательна из-за опасности

проникания ее в поры керамзитобетона. Данная плита легче плиты с применением арболита и содержит меньше арматурной стали, однако для ее производства требуется керамзитовый гравий, тогда как для приготовления арболита используются древесные отходы. В предлагаемых плитах не предусмотрены монтажные петли. Погрузочно-разгрузочные операции и монтаж плит предусматривается выполнять с помощью фрикционного (челюстного) захвата.

По сравнению с широко используемыми железобетонными плитами перекрытий, изготавливаемыми на виброустановках с пустообразователями или на стендах фирмы "Макс Рот", рекомендуемые плиты имеют значительные преимущества, поскольку сконструированы с учетом специфики малоэтажного строительства.

Основные технико-экономические показатели. Расход конструктивного бетона – $0,1 \text{ м}^3$, расход теплоизоляционного бетона – $0,23 \text{ м}^3$, расход стали – $4,07 \text{ кг}$, расход стали на 1 м^3 бетона – $11,93 \text{ кг}$, вес элемента – 370 кг .

Освоению производства плит и их массовому использованию в строительстве должны предшествовать испытания натуральных образцов на прочность, жесткость и трещиностойкость, по результатам которых возможна некоторая корректировка рабочих чертежей и технологии.

ЛИТЕРАТУРА

1. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / МАиС Респ. Беларусь. – Минск: РУП «Минсктиппроект», 2003. – 140 с.
2. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой России. – М., 1998. – 75 с.
3. Ицкович, С.М. Крупнопористый бетон. – М.: Стройиздат, 1977. – 117 с.
4. Ицкович, С.М., Горячева, И.А. Крупнопористый бетон для современного строительства // Тезисы докладов III Всесоюзной конференции по легким бетонам. – М.: Стройиздат, 1985. – С. 131–132.

**Сопоставление вариантов проектирования в сборном
и монолитном железобетонном каркасе
9-этажного жилого дома в г. Гомеле**

Мирный Д.А.

Научный руководитель - Шилов А.Е.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Основная задача данной работы – сопоставление технико-экономических показателей проектирования перекрытия и колонны в сборном и монолитном вариантах. Исходными данными являлись рабочие чертежи проекта 9-ти этажного жилого дома в г. Гомеле, выполненного в сборном железобетонном каркасе с применением модифицированных конструкций, изготавливаемых с использованием форм и оснастки серии 1.020-1/87. В процессе работы выполнен расчет и конструирование монолитного безригельного перекрытия и монолитной колонны. По результатам сравнения сделаны выводы:

1) по расходу основных материалов (бетона на 51,3 %, арматурной стали на 99,21 %) и стоимости (на 59,13 %) монолитный вариант перекрытия толщиной 200 мм уступает сборному, что связано с применением в сборном варианте преднапрягаемых конструкций ригелей и плит. Однако расход прокатного металла в монолитном варианте получился меньше на 98,71 %, что связано с отсутствием опорных узлов и стыков конструкций. Трудоемкость сборного варианта оказалась меньше на 216,61 %, чем монолитного, однако стоимость эксплуатации машин и затраты машинного времени в монолитном варианте ниже на 36,33 %;

2) наиболее слабыми участками монолитной колонны являются рабочие швы сопряжения с перекрытиями нижних этажей, в которых бетон колонны прерывается бетоном перекрытия с более низким классом. Это вызвало необходимость увеличения сечения колонны с 300х300 мм до 400х400 мм, следствием чего явилось увеличение расхода бетона. Однако стоимость материалов для устройства монолитного варианта колонны оказалась меньше на 28,27 %, чем для сборного. Это объясняется уменьшением расхода стали на 15,59 % из-за отсутствия стыков конструкций, примени-

ем арматуры и бетонов более низких классов. При этом трудоемкость (на 53,29 %) и затраты машинного времени в монолитном варианте колонны выше, чем в сборном;

3) стоимость возведения каркаса в данном проекте составляет 10,7 % стоимости строительства здания, т.е. замена сборного варианта на монолитный незначительно отразится на стоимости 1 м² общей площади квартиры. При этом разделение каркаса здания длиной 73,8 м в монолитном варианте на температурно-усадочные блоки позволяет возводить здания любой протяженности, что позволяет сократить площадь наружных стен, длину инженерных коммуникаций и др.

В продолжение данной темы будет выполнена дальнейшая проработка монолитного варианта каркаса здания.

ЛИТЕРАТУРА

1. Конструкции бетонные и железобетонные. Нормы проектирования: СНБ 5.03.01–2002 / МАиС Респ. Беларусь. – Минск, 2002.

2. Железобетонные конструкции. Основы теории, расчета конструирования: курс лекций для студентов строительных специальностей / под ред. Т.М. Пецольда и В.В. Тура. – Брест: БГТУ, 2002. – 466 с.

3. Проектирование железобетонных конструкций: справочное пособие / под ред. А.Б.Голышева. – Киев: Будівельник, 1985.

УДК 624.94.012.45

Определение рациональных параметров монолитных каркасов зданий различного назначения

Новицкий А.Н.

Научный руководитель – Шилов А.Е.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

В последнее десятилетие во всех экономически развитых странах расширяется применение монолитного железобетона в надземной части зданий. Монолитный железобетон может применяться в сочетании со сборными железобетонными и стальными конструкциями – сборно-монолитный вариант. Использование монолитных конструкций в каркасах зданий способствует увеличению их пространственной жесткости и, как следствие, увеличению экономической эффективности по сравнению со сборными, а также расширению функциональных и объемно-планировочных решений и улучшению архитектурной выразительности зданий.

При исследовании монолитных каркасов зданий следует обратить внимание на то, что наиболее материалоемким и трудоемким элементом монолитного каркаса является перекрытие. Так стоимость перекрытий с полами достигает 30 % стоимости общестроительных работ и на перекрытия требуется до 60 % общего расхода железобетона. В свою очередь снижение материалоемкости и веса перекрытий влияют на экономичность стен, колонн, фундаментов и в целом объемно-планировочных решений зданий.

Основной задачей работы по определению рациональных параметров монолитных каркасов зданий различного назначения является анализ различных конструктивных схем и их сравнение. На начальном этапе работы над диссертацией выполнен анализ конструктивной схемы монолитного безригельного перекрытия постоянной толщины, опертого по контуру, с различным шагом колонн. А именно: монолитного перекрытия габаритами 24x48 м, толщиной 200 мм с ячейками 3x3 м, 4x4 м, 6x6 м и колонн сечением 400x400.

Для проведения расчетов использовались программные комплексы “Лира 9.6”, “Лир-Арм”, прикладные программы из программного комплекса “Скад”. Расчет на продавливание произво-

дился с помощью специальной программы составленной на основании СНБ 5.03.01-2002.

В ходе работы проанализированы расход бетона и расход стали. Минимальный расход бетона определен в перекрытии с шагом колонн 6х6 м, минимальный расход стали – в перекрытии с шагом колонн 4х4 м. Причем увеличение ячеек с 4х4 м до 6х6 м приводит к увеличению расхода стали на 15 %, что вызвано использованием дополнительного армирования в зонах продавливания (увеличение расхода стали на 4.5 %) и общим усилением армирования в плите (на 10.5 %).

Вместе с этим увеличение ячеек с 4х4 м до 6х6 м позволяет сократить расход бетона на 6,5 %. Таким образом, сделан предварительный вывод о наиболее оптимальной с точки зрения расхода материалов ячейке. На основе сопоставления полученных результатов на данном этапе, наиболее оптимальной будет являться конструктивная схема с шагом колонн 4–5 м.

В продолжение магистерской работы будут исследованы конструктивные схемы монолитного ригельного перекрытия с различным шагом колонн. Также будут выделены критерии для определения рациональных параметров монолитных каркасов, по которым будет проведен анализ уже реализованных проектов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Кодыш, Э.Н. Проектирование многоэтажных зданий с железобетонным каркасом / Э.Н. Кодыш, Н.Н. Трекин, И.К. Никитин; под ред. Э.Н. Кодыша. – Издательство Ассоциации строительных вузов. – М., 2009. – 343 с.
2. Критерии выбора компоновочных схем железобетонных перекрытий / В.И. Плохих, Ю.П. Байшев. – Екатеринбург: Уральская государственная архитектурно-художественная академия. – www.rusnauka.com
3. СНБ 5.03.01-2002. Конструкции бетонные и железобетонные. Нормы проектирования / МАиС Респ. Беларусь. – Минск, 2002. – 139 с.

Особенности усиления конструкций балконов кирпичных жилых домов № 70, 72 по ул. Космонавтов в г. Молодечно

Панько П.П.

Научный руководитель – Ловыгин А.Н.

Белорусский национальный технический университет

Минск, Беларусь

В конструктивном отношении обследуемые объекты представляют собой четырехэтажные жилые дома прямоугольной формы с размерами $L \times B = 66 \times 12$ м, высотой этажа – 3.0 м, бескаркасного типа с продольными несущими кирпичными стенами. Толщина наружных стен – 510 мм, внутренней – 380 мм. Перекрытия выполнены из сборных железобетонных пустотных плит толщиной 220 мм. Со стороны главного и дворового фасадов здание оборудовано балконами из сборных железобетонных консольных плит, заземленных в кладке наружных стен. Используются балконные плиты длиной 3200 мм с вылетом консоли 800 мм, их высота в зоне заземления равна 100 мм, а на свободном конце – 80 мм. Такие конструкции идентифицируются аналогичным по серии ИИ-03-02, альбом 18-64 (по каталогу ИИ-БЕЛ-70), рассчитанным под полезные нормативные нагрузки 400 кгс/м^2 и дополнительную нагрузку 100 кг/м.п. от веса цветочниц по наружному контуру балконов.

Как показали данные результатов обследования прочности бетона конструкций балконов (методами неразрушающего контроля) – вне зоны повреждений она в среднем составила 16,0 МПа, что в целом соответствует проектному значению. Ограждение балконов выполнено с использованием арматурных элементов, прикрепленных на сварке к закладным деталям и арматуре балконных плит. К арматуре ограждения балконов крепятся балконные экраны. Обследование технического состояния балконов зданий производилось в сентябре-октябре 2009 года.

По результатам обследования в указанных конструкциях были выявлены следующие дефекты:

1. Локальные разрушения бетона по контуру плит с обнажением арматуры;

2. То же, от 30 до 50 % по периметру с глубиной разрушения бетона до 100–200 мм в плане конструкции;

3. Малая величина защитного слоя бетона по нижней поверхности плит (местами его отсутствие), что привело к коррозии арматуры сеток конструкций;

4. Низкое качество бетонирования конструкций в условиях заводского изготовления, что привело к образованию на их поверхностях многочисленных пор, каверн, раковин, способствующих развитию коррозии арматуры;

5. Замокание нижних поверхностей балконных плит из-за отсутствия или некачественного выполнения сливов по их периметру;

6. Ослабление креплений ограждений балконов вследствие коррозии арматуры, закладных деталей и сварочных соединений элементов.

Указанные выше дефекты ограничивают использование указанных конструкций по назначению из-за возможного их отказа в локальных зонах, что, однако в целом не препятствует их функциональному использованию. Поэтому было принято решение о возможности их дальнейшего использования при условии ремонта и усиления. Ремонт в данном случае заключается в восстановлении самих конструкций, предполагающий очистку арматуры от продуктов коррозии, обработку ее антикоррозионными составами, восстановление необходимой по нормам толщины защитного слоя бетона и организации эффективных защитных сливов недопускающих замокания нижних поверхностей конструкций.

На настоящий момент установленные дефекты в конструкциях классифицируются от малозначительных до значительных, причем они не относятся к каким-либо конкретным участкам фасадов здания, и имеют хаотичное распространение.

Для последующей длительной, безопасной и нормальной эксплуатации балконов зданий было рекомендовано выполнение их выборочного ремонта и фронтального усиления. В качестве выборочного ремонта рекомендуется проведение восстановления защитного слоя бетона конструкций после очистки и обработки антикоррозионными составами стальной арматуры конструкций.

Фронтальное усиление предполагает подведение под балконами опорной страховочной системы из металлических конструкций (рис.1).

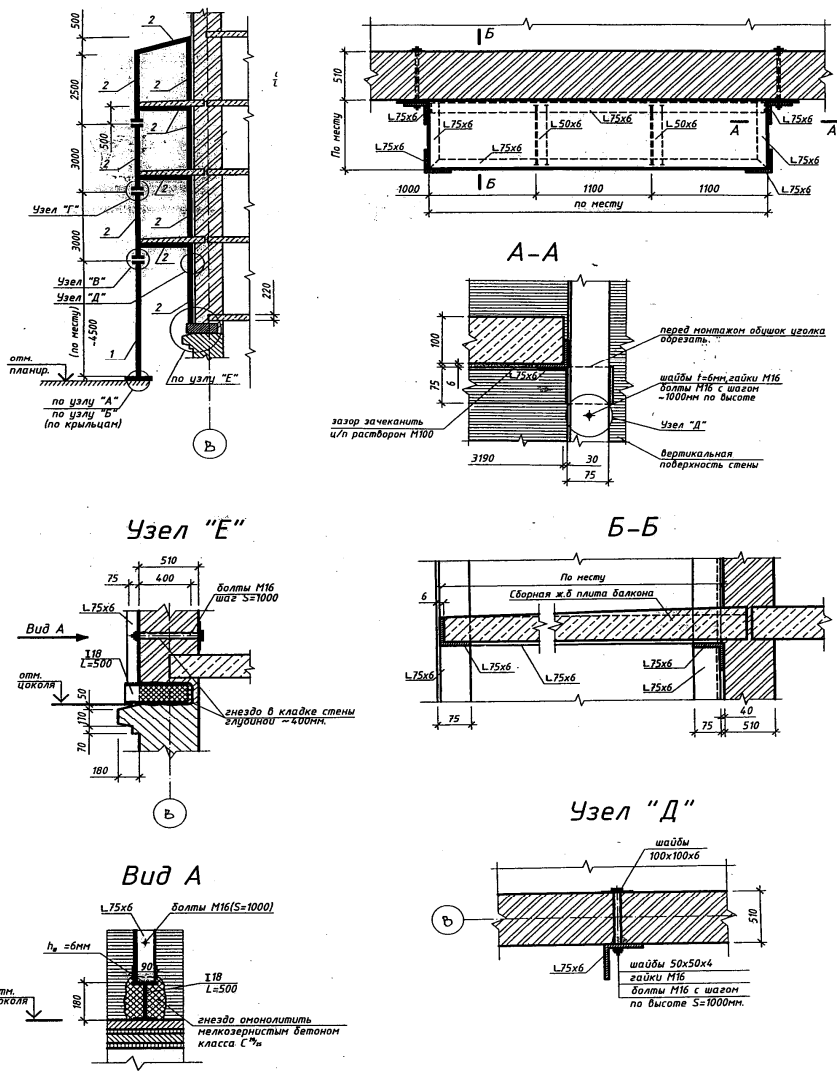


Рисунок 1 – Конструктивная схема усиления балконов зданий соответствующих серии ИИ-03-02, обусловленных их дефектами, выявленными в результате длительной эксплуатации

Эта система будет способствовать предотвращению возможных деформаций (прогибов) конструкций, страховать их от обрушения, а также позволит закрепить к ним элементы ограждения.

Страховочно-опорная система предполагает сопряжение опор наружных стоек под консольными свесами плит балконов, базирующихся на отдельных самостоятельных фундаментах из буронабивных свай Ø500 мм, длиной – 2000 мм, с анкерными креплениями через закладные детали.

Стойки между собой соединяются по высоте на сварке, при этом их длина в среднем не должна превышать ~3.0 м, чтобы монтаж можно было осуществлять вручную и корректировать их положение в процессе возведения.

Пристенные стойки должны быть связаны с наружными несущими ограждающими кирпичными стенами при помощи болтов, что позволит обеспечить всю конструкцию усиления устойчивостью.

В заключении следует отметить, что указанная проблема актуальна не только для обследованных в данном случае объектов. В настоящее время в эксплуатации находятся ~20–25% зданий жилого назначения времен постройки 50–60-х годов, где присутствуют рассмотренные выше дефекты, не устранение которых в течение не продолжительного времени может привести к образованию дефектов критических, разрушению и авариям конструкций.

В связи с этим службы эксплуатации ЖЭСов, ДУ и пр. должны обращать особое внимание на техническое состояние подобных конструкций и в случаях необходимости принимать меры по их ремонту и восстановлению до наступления критической ситуации.

ЛИТЕРАТУРА

1. Конструкции бетонные и железобетонные. Нормы проектирования: СНБ 5.03.01-2002. /МАиС Респ. Беларусь. – Минск, 2002. – 139 с.
2. Ремонт и эксплуатация жилых зданий: справочное пособие / под ред. Л. Хикиша. – М.: Стройиздат, 1992.
3. Дефекты в конструкциях, сооружениях и методы их устранения / И.А. Физдель. – М.: Стройиздат, 1987.

**Проектирование подземного гаража
на 75 машиномест в г. Гродно**

Энезиа Патрик

Научный руководитель - Шилов А.Е.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Покрытие гаража представляет собой монолитную плиту толщиной 250 мм, которая опирается на средние колонны с сеткой 5.2(6.6)х5.4 м и на стены подвала. В целях обеспечения прочности плиты на продавливание в узле ее сопряжения с колонной предусмотрена капитель.

Для сравнения вариантов проектирования выполнен подбор сборных ригелей и плит покрытия. Для этого была принята сетка колонн 6х6 м. Ребристые плиты покрытия высотой 400 мм подобраны: ПКЖ 8 по ГОСТ 7740-55 и ПГ 7-8т по серии 1.465-7 под полезную нагрузку 1330 кг/м². Ригели таврового сечения подобраны под соответствующую нагрузку по серии ИИ20, ИИ24.

По сборникам сметных цен была определена стоимость ригелей и плит. По действующим ресурсно-сметным нормам определены стоимости по элементам затрат на устройство покрытия в сборном и монолитном вариантах.

Экономия (перерасход) по стоимости материалов равно -26,10 %; по заработной плате рабочих-строителей -371,70 %; по эксплуатации машин -42,63%; по общей стоимости -30,04 %; по затратам труда рабочих-строителей -393,73 %; по затратам труда машинистов -15,01 %.

На основании анализа результатов установлено, что расход арматуры и бетона на сборные конструкции меньше, чем на монолитные. Это связано с применением предварительного напряжения в ригелях и плитах. Трудоемкость и потребность в машинах при возведении сборного покрытия также меньше. Сборный вариант покрытия оказался в целом более экономичным, чем монолитный.

Расчет плиты на продавливание выполнен по двум методикам: по СНБ 5.03.01-02 и по ТКП EN 1992-1-1-2009. Прочность плиты обеспечена при расчете по обоим нормативным документам.

ЛИТЕРАТУРА

1. СНБ 5.03.01.-02 Конструкции бетонные и железобетонные. Нормы проектирования /МАиС Респ. Беларусь. – Минск, 2002.
2. ТКП EN 1992-1-1-2009. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий/ МАиС Респ. Беларусь. – Минск, 2010.
3. Железобетонные конструкции. Основы теории, расчета конструирования. Курс лекций для студентов строительных специальностей / под ред. Т.М. Пецольда и В.В. Тура. – Брест: БГТУ, 2002. – 466 с.

УДК 666.94.015.7

**Рациональные конструктивные схемы высотных зданий
из монолитного железобетона и сталежелезобетона**

Рогалевич К.В.

Научный руководитель – Пецольт Т.М.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Развитие высотного строительства тесно связано с роста населения городов, недостатка земельных участков и их высокой стоимости. Определение высотности является достаточно сложным процессом в котором должны быть учтены с одной стороны, требования заказчика, с другой – имеющаяся территория для застройки и вся инфраструктура.

Согласно ТКП 45-3.02-108–2008 высотным зданием называется многоэтажное здание жилого назначения высотой от 75 до 100 м. включительно, или общественного либо многофункционального назначения высотой от 50 до 200 м. включительно.

Проектирование высотного здания независимо от его целевого назначения, например в качестве жилого дома, административного, учебного корпуса или для более широкого многоцелевого назначения, требует комплексного учета различных аспектов проектирования, изготовления строительных конструкций и производства работ.

Ветровые и сейсмические воздействия стали определяющими факторами проектирования высотных зданий, т.к. использование высокопрочных материалов для несущих конструкций приводит к уменьшению размеров элементов и веса здания, что в свою очередь обуславливает их большую гибкость и подверженность аэродинамическим воздействиям. Современные небоскребы характеризуются повышенными прогибами и колебаниями по сравнению с протяженными зданиями строительства прошлых лет.

К особенностям высотных зданий относятся:

А) преобладающее значение горизонтальных (в первую очередь, ветровых) нагрузок над вертикальными;

Б) очень высокая нагрузка на несущие конструкции, в том числе на основания и фундаменты;

Г) повышенная значимость воздействия ряда природных факторов (сейсмика, солнечная радиация, аэродинамика) и техногенных

(вибрации, шумы, аварии, пожары, диверсионные акты, локальные разрушения) на безопасность эксплуатации;

Д) проблемы обеспечения совместной работы в несущих конструкциях таких материалов, как сталь и бетон, а также неодинаково нагруженных элементов конструкций, например, колонн и стен.

Эти особенности необходимо учитывать при выборе конструктивной схемы высотного здания и проектировании несущих конструкций. Например, под влиянием ветровых нагрузок в вертикальных обычно сжатых несущих конструкциях могут возникнуть растягивающие усилия. Значение нагрузок на основание из-за ограниченности в ряде случаев площади под фундаментом высотного здания могут достигать 0,8–1 МПа, а в вертикальных несущих конструкциях (колоннах, простенках) – 50–70 МПа. Зарубежный опыт показывает, что нагрев фасада высотного здания в случае неучета этого фактора при проектировании приводит к дополнительным изгибным деформациям здания и нагрузкам на несущие конструкции. Дополнительные требования к конструктивному решению высотных зданий предъявляют также проблемы освещенности и инсоляции, огнестойкости, аварий и локальных разрушений. В последние годы возникла проблема диверсионных актов в отношении таких уязвимых объектов, как высотные здания.

Ограничение динамической реакции высотных зданий может быть достигнуто следующими методами:

- увеличение жесткости путем применения эффективной конструктивной схемы;
- выбором эффективной формы здания;
- созданием дополнительных усилий в здании для уравновешивания внешних горизонтальных воздействий.

С развитием высотного строительства было разработано несколько конструктивных схем (систем) таких зданий: каркасная с диафрагмами жесткости, рамно-каркасная, бескаркасная с перекрестно-несущими стенами, ствольная, каркасно-ствольная, коробчатая (оболочковая), ствольно-коробчатая («труба-в-трубе» или «труба-в-ферме»). Выбор той или иной конструктивной схемы (системы) зависит от многих факторов, основными из которых являются высота здания, условия строительства (сейсмичность, грунтовые особенности, атмосферные и в первую очередь ветровые воздействия), архитектурно-планировочные требования. Каждая из вышперечисленных систем имеет свои разновидности.

Стволом или ядром в высотных зданиях является жесткий (монолитно выполненный) лестнично-лифтовый узел. Каркасные и рамно-каркасные системы применяют при высоте здания до 200–250 м. В целях повышения жесткости высотного здания и обеспечения свободной планировки применяют ствольные и каркасно-ствольные системы. Эти системы позволяют в довольно широких пределах применять развитую пластику фасадов. Стволы (ядра) изготавливают из железобетона, стали или их комбинаций. Стволы выполняют роль жестких вертикально расположенных консолей, заземленных в земле и воспринимающих горизонтальные нагрузки. Поскольку поперечное сечение лестнично-лифтовых узлов ограничено, жесткость стволов также ограничена, в связи с чем они могут обеспечивать необходимую жесткость здания в определенных пределах.

Для повышения изгибной жесткости высотных зданий применяют коробчатые или оболочковые системы, в которых повышение жесткости достигается за счет включения в работу на поперечный изгиб наружных ограждений, выполняемых в этом случае несущими. Поперечное сечение жесткого ядра увеличивается до размеров наружной оболочки здания. Размеры здания в плане при этом имеют ограничения по условию обеспечения требуемого естественного освещения. Повышение жесткости достигают также приданием высотному зданию некоторой конусности .

В коробчатых системах наружная несущая оболочка может выполняться в виде безраскосной и раскосной решетки из стали или железобетона. Безраскосная решетка не вызывает затруднений при размещении светопрозрачных ограждений по фасаду высотного здания, но уступает раскосной в отношении обеспечения жесткости здания. Поэтому для повышения жесткости наружной оболочки применяют диагональные связи. Большой жесткостью обладают ствольно-коробчатые системы с диагональными связями («труба в ферме»). Вместе с тем эти системы не позволяют применять пластические решения фасадов и требуют частого расположения несущих стоек по периметру здания. Система «труба в ферме» может эффективно применяться в зданиях свыше 100 этажей.

Повышения сопротивляемости высотного здания ветровым нагрузкам можно достигнуть при использовании рациональной формы. Как показали многочисленные зарубежные исследования и опыт эксплуатации, наиболее целесообразной в отношении воздей-

ствия ветра является круглая в плане форма здания. Несколько уступает ей эллиптическая (овальная) форма, а затем и квадратная. В связи с этим многие высотные здания за рубежом имеют круглую или овальную в плане форму, например, здания «Марина Сити» в г. Чикаго и «Вашингтон Плаза» в г. Сиэтле (США), башни «Петронас» в г. Куала-Лумпуре (Малайзия), башня «Тайпей» в г. Тайпей (Тайвань) и другие. Многие высотные здания имеют квадратную или близкую к ней форму в плане.

Ввиду относительной простоты возведения у нас практикуется использование монолитного каркаса при строительстве высотных зданий. Но традиционный вариант каркаса здания с монолитными колоннами, на мой взгляд, не целесообразен, так как с учетом ветровых и сейсмических нагрузок сечения колонн превысят размеры 50x50 см, что в жилье недопустимо из-за выступа части колонн за пределы стен и перегородок.

Сейчас существуют две перспективные конструктивные схемы для строительства высотных зданий: каркасное здание с применением трубобетона и модульная опорно-стержневая система.

Суть применения трубобетона в том, что бетон заливается в металлическую оболочку. И если в открытых конструкциях, когда используется обычная форма-опалубка, бетон всегда имеет некоторую усадку, то в жесткой оболочке, наоборот, происходит его распираание. Конструкции с трубобетоном работают более гибко, по сравнению с обычными армированными опорами, и выдерживают значительно большие нагрузки как в вертикальной, так и в горизонтальной плоскости. В мире накоплен достаточный опыт строительства высотных сооружений с применением трубобетона и монолитных конструкций в сейсмоопасных зонах.

В отличие от традиционных конструкций трубобетон обладает повышенной несущей способностью. Трубобетонные колонны, например для 30-этажного здания, можно выполнить из труб диаметром 245 мм. Эти колонны обладают большим запасом прочности, так как толщину стенок стальной трубы можно увеличивать до 50 мм. Колонны таких габаритов несложно укрыть в наружных стенах и перегородках, что для жилья является важным фактором. Использование трубобетона позволяет в высотных зданиях применить каркасную схему зданий взамен схемы с наружными и внутренними несущими стенами. Это уменьшает вес здания в 1,5–1,8 раза. Уменьшается расход металла и

бетона. Кроме этого, при изготовлении колонн из трубобетона не требуется опалубка, что во многом снижает трудозатраты и уменьшает продолжительность строительства.

Применение модульной опорно-стержневой системы в строительстве высотных зданий уменьшит их вес в 1,7–2,0 раза, расход бетона – в 2,0–2,2 раза, при этом расход металла будет равен расходу металла в зданиях из монолитного железобетона. Сроки возведения каркаса не превысят одной недели на этаж (при площади этажа 1 000 м²).

Оба варианта имеют определенные преимущества перед высотными зданиями с несущими наружными и внутренними стенами. Однако наибольший экономический эффект можно получить, объединив эти две системы. Как показывают предварительные расчеты, выполненные разработчиком данной системы МОСС Бириним В.А., вес высотного здания можно уменьшить в 2,0–2,5 раза. Расход металлопроката составит 70–90 кг/м², расход бетона – 0,28–0,32 кг/м², расход арматуры – 12–16 кг/м², скорость возведения каркаса здания – 1 этаж за день. А малая материалоемкость и технологичность изготовления конструкций определяет и низкую стоимость, что делает их привлекательными для вложения инвестиций. Кроме того, позволяет резко сократить сроки возведения зданий.

ЛИТЕРАТУРА:

1. Шулер, В. Конструкции высотных зданий / В.Шулер. – М., 1979.
2. Высотные здания. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-3.02-108-2008.
3. Уникальные и специальные технологии в строительстве. – № 1/2004. – 19.08.2005.
4. Высотное домостроение. Мировой и отечественный опыт. Уникальные и специальные технологии в строительстве. Информационный сборник / рук. С. Копбаев. – М., 2004.
5. Журнал-каталог «Строительная безопасность-2006».

Научное издание

**АКТУАЛЬНЫЕ ПРОБЛЕМЫ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
И КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

Материалы 66-й студенческой
научно-технической конференции

18 мая 2010 года

Компьютерная верстка Д.А. Исаева

Подписано в печать 18.11.2010.

Формат 60×84 ¹/₁₆. Бумага офсетная.

Отпечатано на ризографе. Гарнитура Таймс.

Усл. печ. л. 3,08. Уч.-изд. л. 2,41. Тираж 50. Заказ 1350.

Издатель и полиграфическое исполнение:

Белорусский национальный технический университет.

ЛИ № 02330/0494349 от 16.03.2009.

Проспект Независимости, 65. 220013, Минск.