



УТВЕРЖДАЮ:

Зам. директора ЦНИИСК

В. А. Кучеренко

Ю. П. Назаров

2004 г.

ЭКСПЕРТНОЕ ЗАКЛЮЧЕНИЕ

по результатам анализа конструктивных решений проекта жилого дома
переменной этажности по ул. Малой Ямской в Нижегородском районе г.
Нижний Новгород

1. Конструкция несущей системы здания

Для экспертной оценки представлен «Проект жилого дома переменной этажности по ул. Малой Ямской в Нижегородском районе г. Нижнего Новгорода», том 2 «Конструктивные решения (несущий каркас)», выполненный УП «Институт БелНИИС» (г. Минск) по заказу ООО «ФСК Гарантия-Строй» (г. Нижний Новгород).

Согласно представленному проекту в качестве несущей системы здания служит железобетонный сборно-монолитный каркас зданий серии Б1.020.1-7 с плоскими перекрытиями. Каркас состоит из сборных и монолитных колонн, монолитных вертикальных диафрагм жесткости, а также монолитных ригелей, располагаемых в ортогональных направлениях и жестко соединенных с колоннами. Диски перекрытий набраны из сборных многопустотных плит, уложенных в пределах каждой ячейки каркаса вплотную друг к другу. Швы между плитами зачеканиваются мелкозернистым бетоном. Сборные плиты оперты по торцам на монолитные ригели каркаса посредством монолитных бетонных шпонок, образуемых путем заполнения монолитным бетоном ригелей пустот плит на глубину 100 ± 20 мм, а также при помощи выпусков продольной рабочей арматуры из плит в ригели на величину 150 ± 10 мм. С целью восприятия изгибающих моментов в сопряжениях торцов плит с ригелями в межплитных швах устанавливаются П-образные арматурные анкеры, пересекающие монолитные ригели. В результате при одинаковой высоте монолитных ригелей и сборных многопустотных плит образуется плоский диск перекрытия толщиной 220 мм.

Сетка колонн каркаса здания – нерегулярная, сборные плиты в перекрытиях ориентированы преимущественно в одном направлении (вдоль буквенных осей). Номинальная

ширина сборных плит в основном составляет 1,2...1,5 м. Высота этажей составляет от 2,8 до 3,5 м. Размеры поперечного сечения сборных колонн составляют 40х40 см, монолитных колонн на нижних 11 ярусах – 80х40 см, выше – 40х40 см.

Монолитные и сборные колонны запроектированы из тяжелого бетона классов В30...В50, монолитные ригели – из тяжелого бетона класса В25, монолитные диафрагмы жесткости - из бетона классов В25 и В30, сборные плиты перекрытий – из бетона класса В15. Арматура конструкций выполнена из стали классов А240, А500С, ВрII.

Части сборных колонн двухэтажной разрезки соединены друг с другом посредством плоских винтовых стыков «ВИНСТ». Такие стыковые соединения позволят исключить сварочные работы на строительной площадке и облегчить технологию монтажа колонн. Конструирование стыков должно быть выполнено на основании расчетов, подтверждающих:

- 1) несущую способность колонны по всем расчетным сечениям;
- 2) прочность на изгиб и на срез угловых зон стальных пластин, установленных на торцах сборных частей колонн, при передаче на них усилий с соединительных шпилек;
- 3) прочность сварных соединений уголков с торцовыми листами и с анкерными стержнями.

С целью обеспечения надежности данных стыковых соединений рекомендуем устраивать их в зонах действия незначительных изгибающих моментов, и толщину торцовых пластин принимать не менее 20 мм.

Конструктивная схема здания, принятая в проекте, предусматривает поэтажное опирание наружных стен и внутренних перегородок на перекрытия.

В качестве фундамента здания принята сплошная монолитная железобетонная плита толщиной 800 мм из бетона класса В25, опирающаяся на забивные сваи сечением 30х30 см и длиной 9 м, прорезающие слабые слои лессовых грунтов. Несущая способность свай, определенная на основании статического зондирования, составляет 40 тс.

В целом принятую в проекте сборно-монолитную каркасно-стенную конструктивную систему здания с плоскими перекрытиями рекомендуется одобрить. Достоинства данной конструктивной системы заключаются в том, что, с одной стороны, применение в ней сборных элементов позволяет снизить объемы опалубочных работ и монолитного железобетона, снизить собственный вес перекрытий и обеспечить использование существующей базы производства изделий из сборного железобетона. С другой стороны, применение монолитных элементов позволяет обеспечить требуемую жесткость и монолитность зданий, а также выполнить

плоские диски перекрытий, что обеспечивает гибкие и свободные объемно-планировочные решения.

Подобные сборно-монолитные конструктивные системы достаточно апробированы в практике строительства многоэтажных зданий в России и Белоруссии, их надежность подтверждена многочисленными теоретическими и экспериментальными, в т.ч. натурными, исследованиями, успешной эксплуатацией построенных домов; для проектирования таких систем разработаны специальные рекомендации.

2. Расчет каркаса

Расчет сборно-монолитного каркаса выполнен с использованием программного комплекса Stark_ES, разработанного ООО «ЕВРОСОФТ» и сертифицированного Госстроем РФ (сертификат № РОСС RU.СП11.Н00020).

В качестве расчетной модели каркаса использована пространственная оболочечно-стержневая модель, в которой колонны и монолитные ригели представлены стержневыми элементами общего вида, плиты перекрытий и диафрагмы жесткости – элементами плоской оболочки. Настил из многопустотных плит перекрытий аппроксимирован сплошной ортотропной плитой для учета различных жесткостных характеристик в направлении вдоль и поперек межплитных швов. При расчете учитывалась совместная работа надфундаментных и фундаментных конструкций здания с грунтовым основанием. С этой целью модель каркаса здания опиралась на абсолютно жесткую фундаментную плиту, представленную конечными элементами плоской оболочки, опирающуюся на упругое основание, учитывающее влияние свайного поля из забивных свай. Моделирование несущих конструкций здания и грунтового основания осуществлено в соответствии с данными, приведенными в Проекте БелНИИС (том 2 «Конструктивные решения (несущий каркас)») и в «Заключении по расчету и разработке технологии инженерной подготовки оснований и разработка чертежей фундаментной плиты и армирования на объекте «Жилой дом по ул. М.Ямская в Нижегородском районе г. Нижний Новгород» (БелНИИС, 2004 г.).

Расчет каркаса выполнен в линейной постановке на действие вертикальной постоянной нагрузки от собственной массы несущих конструкций здания, наружных стен, внутренних перегородок, полов и кровли, временной вертикальной нагрузки на перекрытия, снеговой нагрузки и ветровой нагрузки, действующей в двух различных направлениях по отношению к осям здания. Значения статических нагрузок приняты согласно Проекту БелНИИС (том 2 «Конструктивные решения (несущий каркас)'). Расчет на действие пульсационной

составляющей ветровой нагрузки выполнен согласно «Рекомендаций...» ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, 2000 г.

Результаты расчета показали, что:

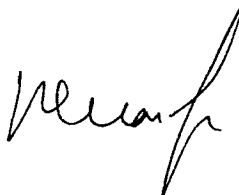
- 1) в частотной области (0; 0.95] Гц находятся три формы собственных колебаний каркаса здания, из которых две первые формы с частотами 0,495 и 0,546 Гц характеризуются поступательными перемещениями преимущественно в направлении буквенных и цифровых осей здания соответственно, а третья форма колебаний с частотой 0,824 Гц является крутильной; указанные три первые формы собственных колебаний были учтены при определении пульсационной составляющей ветровой нагрузки;
- 2) величина горизонтального перемещения верха здания составила 63,0 мм при действии на каркас нормативных статических нагрузок и 8,9 мм при действии пульсационной составляющей ветровой нагрузки; в сумме эти величины не превышают предельного значения $f_u = h/500 = 57200/500 = 114,4$ мм, установленного в п. 10.14 СНиП 2.01.07-85*;
- 3) максимальная величина относительного горизонтального смещения перекрытий соседних этажей составила 3,85 мм при действии на каркас нормативных статических нагрузок и 0,54 мм при действии пульсационной составляющей ветровой нагрузки; в сумме эти величины не превышают предельного значения $f_u = h_s/300 = 3000/300 = 10$ мм, установленного в п. 10.14 СНиП 2.01.07-85*;
- 4) максимальная величина ускорения колебаний верха здания от нормативного значения пульсационной составляющей ветровой нагрузки составила $0,04 \text{ м/с}^2$, что не превышает величины $0,08 \text{ м/с}^2$, принятой в ряде нормативных документов в качестве предельно допустимого значения;
- 5) наибольшая осадка фундаментной плиты составила 56,6 мм при действии на каркас нормативных статических нагрузок и 0,35 мм при действии пульсационной составляющей ветровой нагрузки; в сумме эти величины не превышают предельно допустимой осадки $S_u = 120$ мм для данного типа здания на фундаменте в виде сплошной жесткой плиты;
- 6) величина условного крена фундаментной плиты, определенная, согласно п. 10.14 СНиП 2.01.07-85*, с учетом 30% от полного значения ветровой нагрузки, составила 0,00078 при действии нормативных статических нагрузок и $1,15 \cdot 10^{-5}$ при действии пульсационной составляющей ветровой нагрузки; в сумме эти величины не превышают предельно допустимой величины, равной $(\Delta S/L)_u = 0,002$;
- 7) коэффициент запаса общей устойчивости каркаса при учете расчетных вертикальных нагрузок составил 12,1;

- 8) распределение и значения нагрузок на фундаментную плиту, передаваемые от колонн и вертикальных диафрагм жесткости, соответствуют (в пределах допустимой погрешности) приведенным в Проекте данным.

3. Выводы

1. Принятую в проекте жилого дома переменной этажности по ул. Малой Ямской в г. Нижнем Новгороде железобетонную несущую систему на основе сборно-монолитного каркаса зданий серии Б.1020.1-7 рекомендуется одобрить.
2. Пространственный расчет каркаса с учетом деформативности основания подтвердил требуемую жесткость и устойчивость здания, а также корректность определения расчетных значений нагрузок на фундаменты здания, использованных при проектировании фундаментных конструкций и расчете основания.

Ведущий научный сотрудник
ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко
канд. техн. наук



В.Н. Симбиркин