КОНСТРУКЦИИ БАШНИ «ОХТА ЦЕНТРА»

Проект башни «Охта Центр» вызвал большое количество дискуссий. Однако с технической стороны он проработан в полной мере и возможность его практической реализация не вызывает сомнения. Где и когда возведут этот комплекс, пока неизвестно. Сейчас инвестор рассматривает различные варианты площадок. Будет ли проект реализован в данном виде или потребуется серьезная переработка – тоже пока загадка. Одно можно сказать точно: на этом примере получен определенный опыт создания столь сложных конструкций, которым сегодня авторы делятся с нашими читателями. Статья написана разработчиками конструктивного раздела проекта и посвящена описанию конструкций здания башни и вопросам их расчета.

Текст: ВЛАДИМИР ТРАВУШ, д-р техн. наук, главный конструктор проекта,
АЛЕКСЕЙ ШАХВОРОСТОВ, канд. техн. наук, зам. главного конструктора проекта,
ООО «Инфорспроект»

1.ОСОБЕННОСТИ КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ

1.1 Описание башни

Комплекс «Охта Центр» состоит из 396-метровой башни и нескольких зданий высотой до 11-ти этажей, имеющих общую стилобатную часть. Основная башня включает 78 надземных и 3 подземных этажа. Размеры подземной части здания имеют в плане 89×89 м и форму равностороннего пятиугольника с длиной каждой стороны 57 м.

Форма башни – конусообразная, закрученная. Перекрытия имеют в плане форму 5-ти квадратных «лепестков», соединенных между собой круглым центральным ядром. По мере увеличения высоты «лепестки» закручиваются вокруг своей оси против часовой стрелки, их размеры уменьшаются, а центр смещается в сторону оси круглого ядра здания. Упрощенная модель построения башни показана на рисунках 1, 2.

Высотное здание отделено от всего комплекса «Охта Центр» осадочным швом в уровне подземной части, включая фундаментную плиту. Таким образом, влияние окружающих конструкций комплекса на башню (за исключением свайного основания) исключается.

Главными несущими конструкциями здания являются центральное железобетонное ядро и 15 металлических колонн по периметру. Для уменьшения пролетов внутри башни были введены еще 5 металлических колонн.

Конструктивная схема здания – каркасно-ствольная. Жесткость и устойчивость башни обеспечивается совместной работой ядра и 10 металлических колонн по периметру, соединенных между собой аутригерными балками, расположенными в уровнях 17–18, 33–34, 49–50 и 70 технических этажей. Центральное железобетонное ядро диаметром 24,5 м является основным элементом, обеспечивающим восприятие горизонтальных нагрузок. Однако, при отношении диаметра ядра к высоте здания, составляющем около 1/16, в нашем случае жесткости одного ядра оказалось недостаточно для выполнения требований норм по горизонтальному отклонению верха здания. Введение аутригерных балок позволило уменьшить горизонтальные перемещения верха здания от действия ветровых нагрузок примерно в 1,7 раза.

В работе несущих конструкций здания активно участвуют диски перекрытий, которые обеспечивают передачу усилий от ветровых нагрузок и горизонтальной составляющей усилий от изломов осей колонн на ядро здания.

1.2 Конструкции фундаментов

Особенности геологического строения площадки строительства приведены в статье Петрухина В. П., Шулятьева О. А. и др. [1]. До глубины 50 м грунты в основном слабые, с низким модулем деформации, обладают плывунными свойствами. В качестве фундамента здания было принято основание из свай-баретт, заглубляемых на 75-метровой отметке в слой вендских глин, обладающих модулем деформации свыше 150 МПа. Проект бареттного основания был разработан ООО «СПИ «Гидроспецпроект», а проект фундаментной плиты и всех вышележащих конструкций здания башни сделан ООО «Инфорспроект».

По свайному основанию выполняется фундаментная плита (плитный ростверк) толщиной 3,6 м. Фундаменты армируются как отдельными, так и спаренными арматурными стержнями из арматуры класса А500С по ГОСТ Р 52544-2006. Основное (фоновое) армирование фундаментной плиты составляют две нижних и две верхних сетки из спаренных стержней (2×32 А500С) с шагом 300×300 мм по всему полю плиты. Максимальное количество дополнительных арматурных сеток в фундаментной плите расположено в наиболее нагруженном месте – под ядром здания. Кроме того, арматурные сетки предусмотрены также для восприятия мембранных усилий от температурно-усадочных напряжений в средней части фундаментной плиты.

Рис. 1. Упрощенная модель построения башни А

Верхние арматурные сетки укладываются на специальные поддерживающие конструкции, которые состоят из опорных столиков, устанавливаемых с шагом 3×8 м, и балок, несущих промежуточные и верхние сетки (см. рис. 3).

Бетон в фундаментной плите класса по прочности на сжатие В60, марки по водонепроницаемости W12, марки по морозостойкости F150.

1.3 Конструкции подземной части

Этажи –4, –3 и –2 находятся ниже планировочной отметки земли; –1-й этаж расположен уже выше ее уровня и имеет габариты, соответствующие размерам надземной части здания.

Для снижения давления на фундамент непосредственно под ядром башни в уровнях –4, –3 и –2 предусмотрены стены-траверсы толщиной 800 мм, обеспечивающие более равномерную передачу усилий с ядра.

В уровнях –4, –3, –2 подземной части башни расположены 10 железобетонных колонн сечением 1350×1350 мм, воспринимающих нагрузку от металлических колонн надземной части здания, и 30 железобетонных колонн сечением 70×700 мм, заканчивающихся в уровне покрытия –2-го этажа (см. рис. 4).

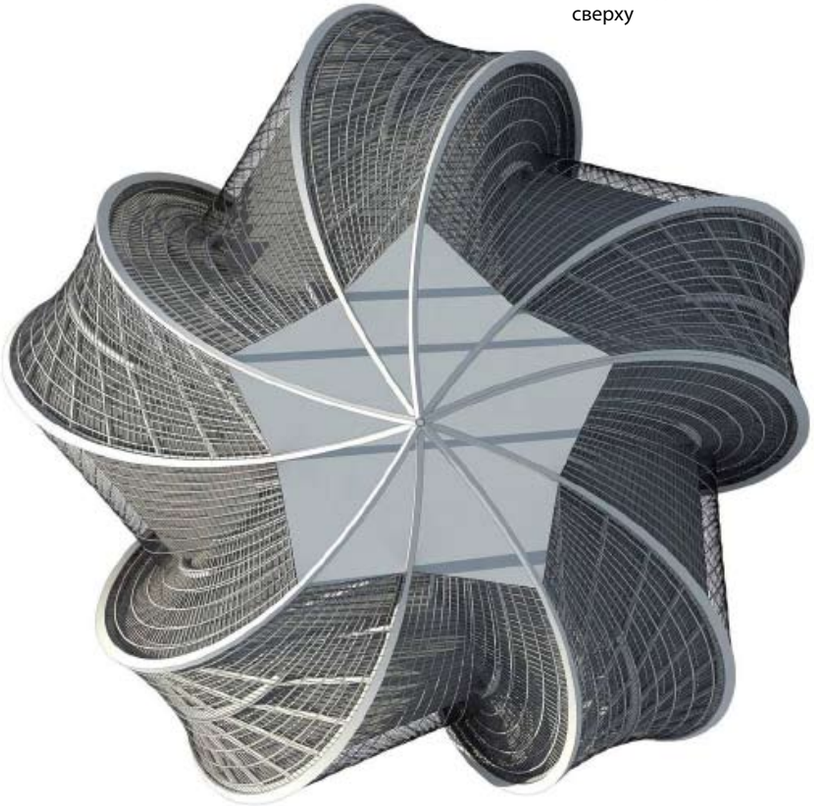
Все несущие вертикальные железобетонные конструкции подземной части (стены-траверсы, наружные и стены ядра) выполняются из бетона класса по прочности на сжатие В80. Плиты перекрытия подземной части выполняются из бетона класса В60. Арматура во всех железобетонных конструкциях класса А500С по ГОСТ Р 52544-2006.

1.4 Конструкции ядра

Центральное железобетонное ядро является основным несущим конструктивным элементом здания. Оно воспринимает вертикальные и горизонтальные нагрузки на здание и передает их на фундамент.

Толщина наружных стен ядра –3, –4 этажей установлена 2000 мм. На –2-м, –1-м, 1-м и 2-м этажах – 1200 мм, на 3-м, 4-м и 5-м этажах – 1000 мм, с 6-го по 58-й этажи – 800 мм, с 61-го по 68-й и с 71-го по 79-й этажи - 400 мм. Диаметр ядра здания меняется по высоте два раза: в уровнях 59-го и 60-го, а также 69-го и 70-го этажей (см. рис. 7). В местах изменения диаметра ядра толщина стен для обеспечения перехода составляет 3550 и 3450 мм соответственно. Наружный диаметр ядра в большей части здания составляет 24,5 м; начиная с 61-го этажа он уменьшается до 18,6 м; а с 71-го этажа – до 12,1 м. Схема армирования ядра башни приведена на рис. 5.

Рис. 2. Вид на здание сверху



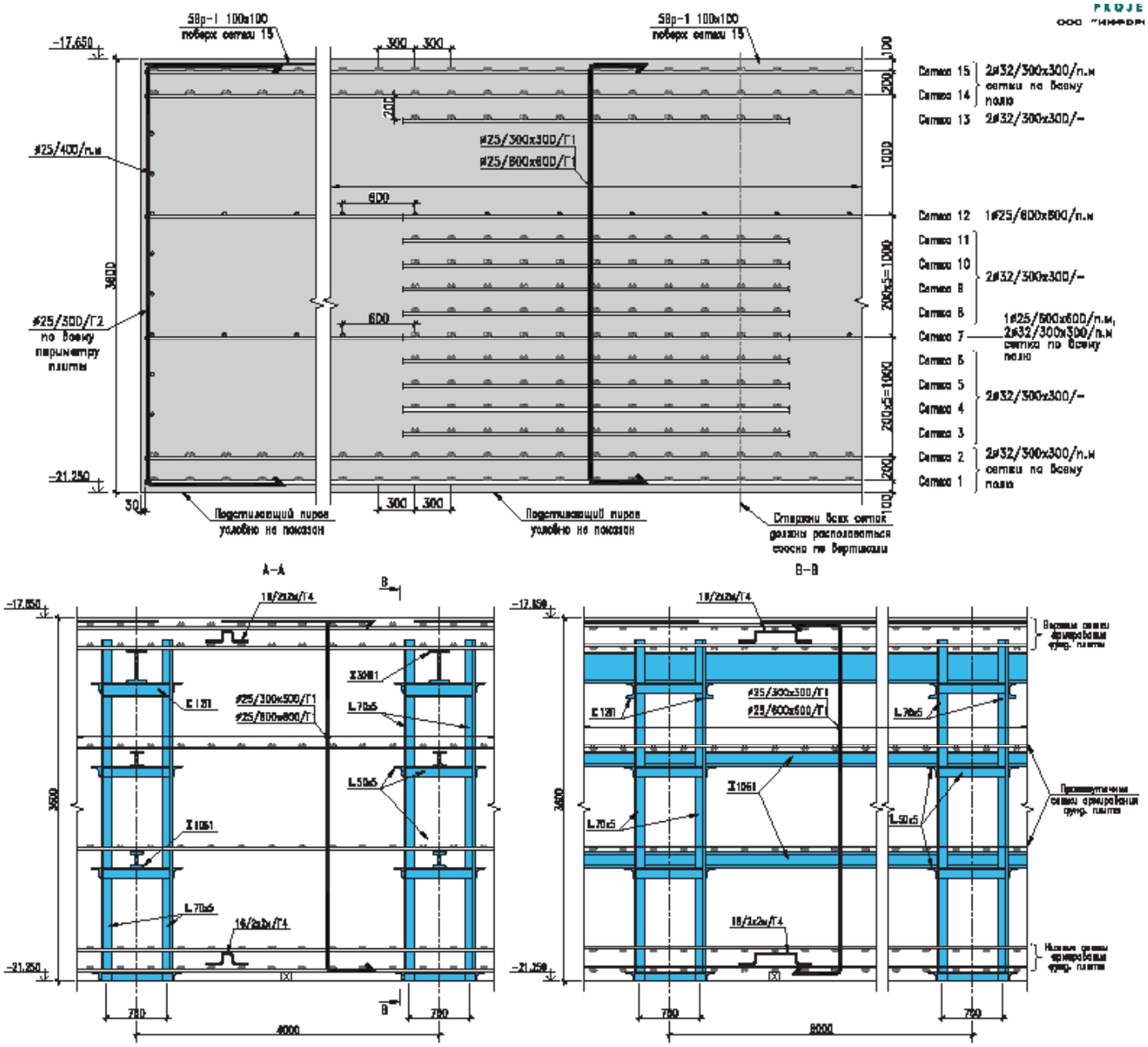


Рис. 3. Конструкции фундаментной плиты

В уровнях 17–18; 33–34 и 49–50 этажей к наружным стенам ядра крепятся металлические аутригерные балки (по 10 штук на каждый уровень). Для этой цели в наружных стенах ядра в уровнях этажей, указанных выше, предусмотрены металлические закладные детали, воспринимающие усилия сдвига и отрыва.

Для крепления металлических балок перекрытий офисных (типовых) этажей в наружных стенах ядра предусмотрены закладные детали. Кроме усилий от прикрепления балок указанные закладные детали воспринимают горизонтальные усилия, передаваемые от металлических колонн каркаса через монолитные диски перекрытий на ядро здания.

Бетон в стенах центрального ядра класса по прочности на сжатие В80. Арматура класса А500С по ГОСТ Р 52544-2006.

Армирование стен ядра назначалось в нижних этажах по расчету по первой группе предельных состояний (по прочности), в верхней части башни – по второй (для увеличения жесткости ядра). За счет учета арматуры модуль упругости наружной стены увеличивается на 16% (при μ = 2,7% по сравнению с модулем упругости бетона В80 (с учетом длительной ползучести).

1.5 Конструкции монолитных перекрытий надземной части

Учитывая особенности конструктивного решения здания (закрученная спиралевидная форма), каждый диск перекрытия должен воспринимать значительные горизонтальные усилия, возникающие из-за наклона осей колонн. В связи с этим предусмотрены дополнительные мероприятия, учитывающие особенности работы дисков перекрытий: усиленное фоновое армирование для передачи растягивающих и сдвигающих усилий от наклонных колонн к ядру здания; закладные

арматурные каркасы-«розетки», привариваемые ко всем колоннам в уровне середины монолитной плиты перекрытия; закладные арматурные каркасы, привариваемые к закладным деталям с внешней стороны наружной стены ядра (см. рис. 6).

Монолитные железобетонные перекрытия надземной части здания выполняются двух типов: в несъемной опалубке из стального профилированного настила (перекрытия офисных этажей вне пределов ядра) и в съемной опалубке (перекрытия всех этажей внутри ядра и технических этажей вне пределов ядра). Монолитные железобетонные перекрытия вне пределов ядра, выполняемые как в съемной, так и в несъемной опалубке, опираются на металлические балки.

Перекрытия надземной части вне пределов ядра выполняются по профнастилу толщиной 180 мм в офисных этажах и 250 мм по съемной опалубке в технических этажах.

Внутри ядра перекрытия выполняются толщиной 200 мм в офисных и 250 мм в технических этажах.

Бетон в перекрытиях внутри ядра класса по прочности на сжатие В60. Бетон в перекрытиях вне пределов ядра (по несъемной опалубке из профилированного настила) класса по прочности на сжатие В40. Арматура во всех железобетонных конструкциях класса А500С по ГОСТ Р 52544-2006.

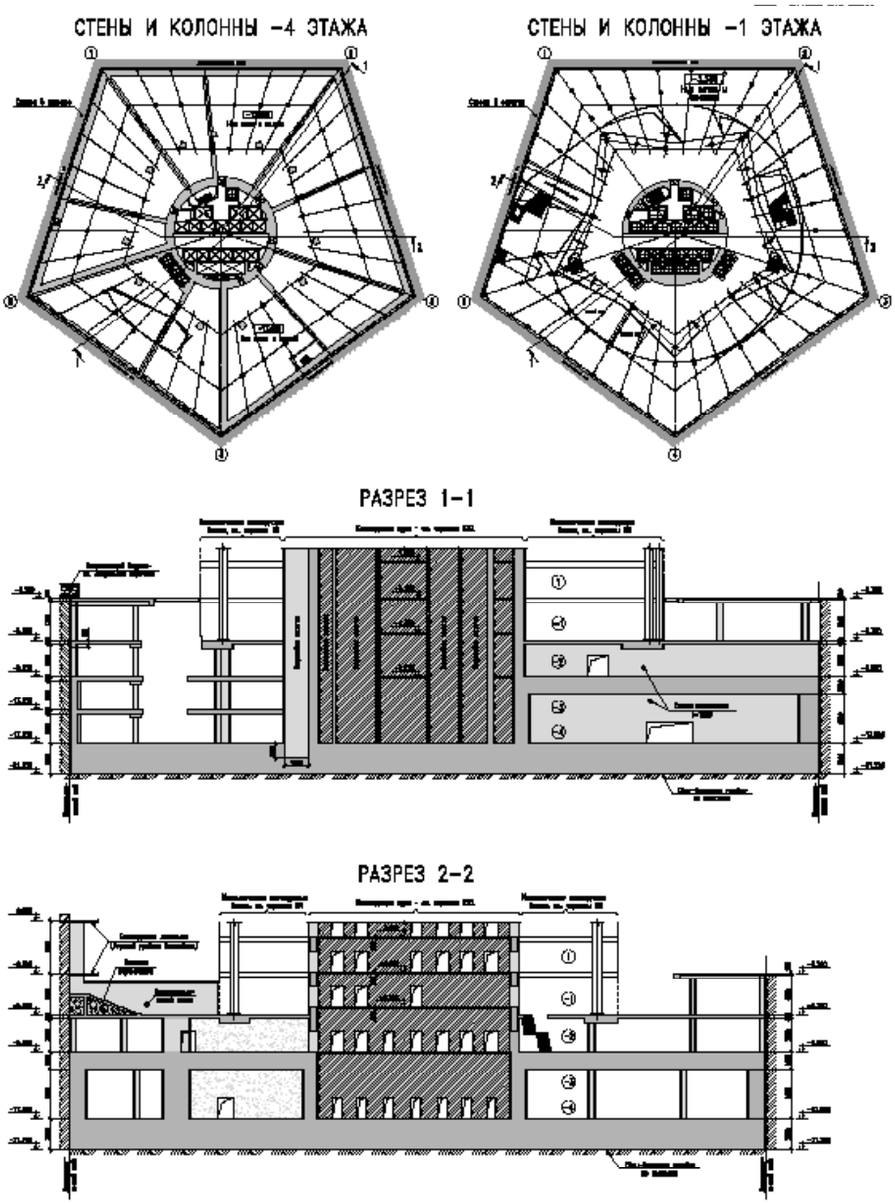


Рис. 4.
Конструкции подземной части

1.6 Металлические конструкции каркаса

Конструкции колонн

Стальные колонны расположены по периметру и обеспечивают опирание системы балок межэтажных перекрытий на пролете от центрального железобетонного ядра до наружных стен здания.

Поперечное сечение колонн – квадратная труба сечением по наружным граням 850×850 мм для колонн К1 и К3 с толщиной стенки от 140 до 100 мм; и 850×650 мм (после 5-го этажа – 850×500 мм) для колонн К2 и К4 с толщиной стенки от 140 до 50 мм.

Необходимая площадь сечения колонн К1 и К3 получена из расчета здания, при этом определяющим явился расчет по второму предельному состоянию (по оптимизации горизонтальных перемещений и ускорений верха здания). Сечения колонн К2 и К4 определены исходя из выравнивания напряжений в колоннах К1 и К3 для предотвращения перекоса этажей. Таким образом, напряжения в колоннах от сжимающих усилий не превышают σ = 2000 кг/см^2. С учетом же изгибающих моментов напряжения в колоннах не превышают σ = 2400 кг/см^2 при значении расчетного сопротивления Ry = 2650 кг/см^2 для толщины проката t = 140 мм.

Для обеспечения поперечной жесткости сечения колонны предусмотрена установка внутренних диафрагм (по трем сторонам сечения) в местах примыкания балок междуэтажных перекрытий.

Для повторения сложной кривой геометрической формы здания колонны выполняются прямолинейными участками высотой в 2 этажа, с переломами в уровне перекрытий нечетных этажей.

Монтажные стыки колонн подняты относительно перекрытий на 1,7 м, передача сжимающих усилий предусмотрена через фрезерованные торцы, поперечные силы передаются за счет сил трения между торцами колонн, а также накладками на монтажной сварке.

Горизонтальная составляющая вертикальной нагрузки (порядка 35 тс), возникающая в месте перелома колонны, воспринимается балками перекрытий и передается на железобетонную плиту перекрытия через упоры Nelson, приваренные к верхним поясам балок, и с железобетонной плиты – на центральное ядро здания. Кроме того, горизонтальные составляющие сил сжатия в колоннах передаются непосредственно на железобетонные диски перекрытий через специальные закладные

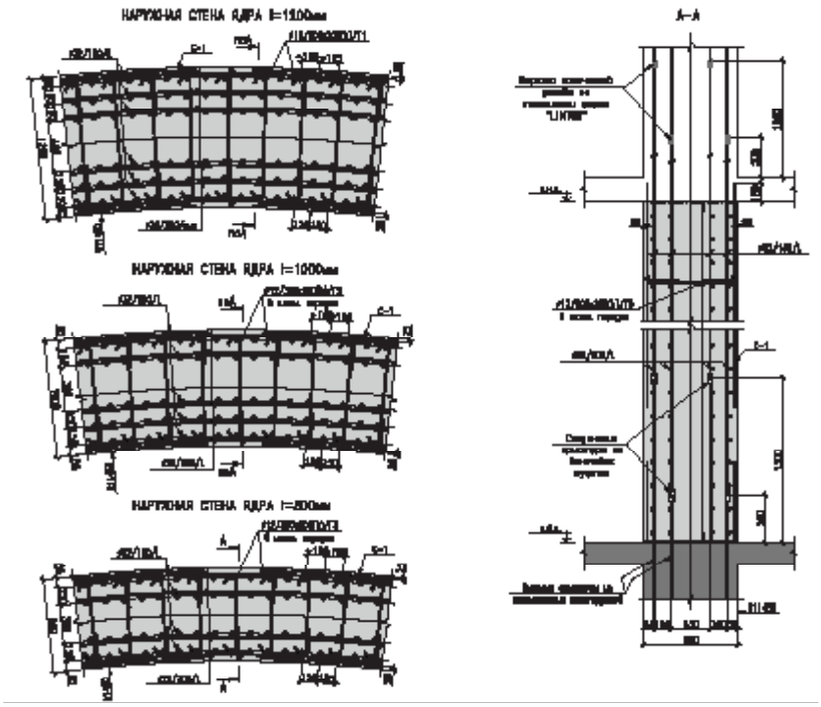


Рис. 5. Схема армирования ядра

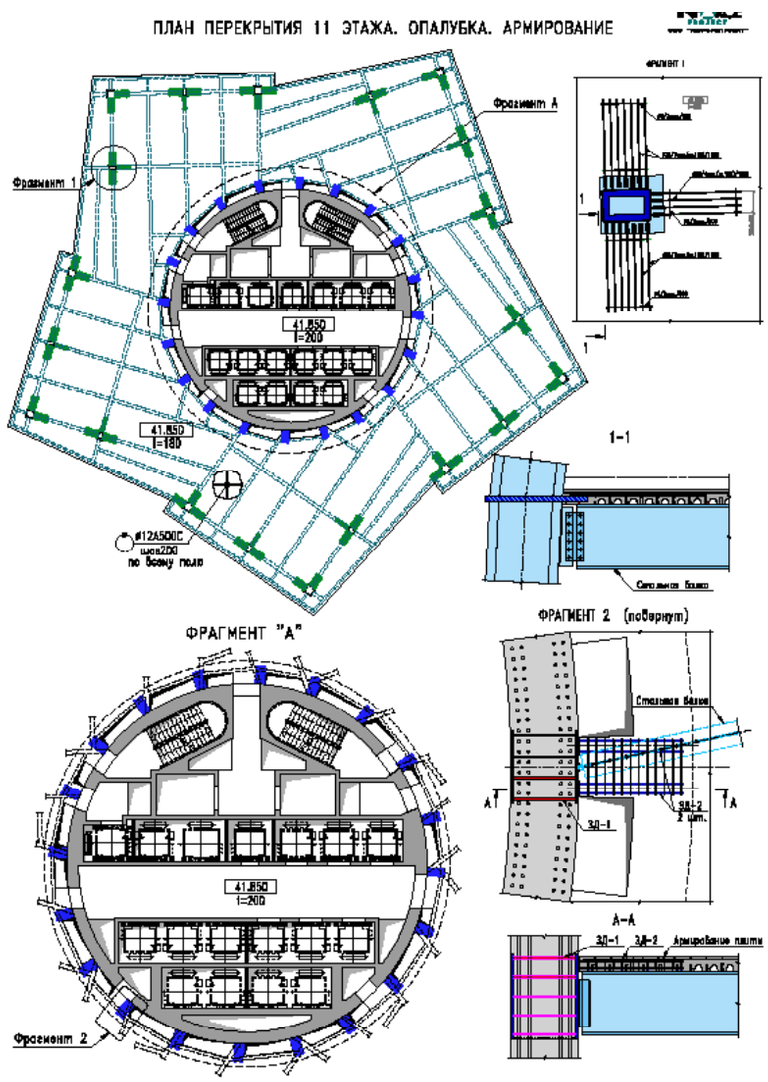


Рис. 6. Конструкции перекрытий

детали, приваренные к колонне.

Фрезеровка торца колонны под произвольным пространственным углом является наиболее сложной и ответственной технологической операцией в процессе ее изготовления, поэтому при выборе завода – изготовителя металлоконструкций необходимо обратить особое внимание на его возможности при выполнении именно этой технологической операции.

Членение колонн на монтажные элементы производится в соответствии с возможностями грузоподъемных монтажных кранов и уточняется при разработке проекта производства работ (либо проекта организации строительства).

Колонны запроектированы из стали С345-3 по ГОСТ 27772-88 с дополнительными требованиями:

– по содержанию серы не более 0,01%;

– по содержанию фосфора не более 0,015%;

– по ударной вязкости KCV^{-40} не ниже 35 дж/см^2;

– относительному сужению по толщине проката ψ_z не менее 35%;

– по углеродному эквиваленту не менее 0,45% по формуле СП 53-102-2004;

– по сплошности при УЗК не ниже 2 класса по ГОСТ 22727-88.

Конструкции балок межэтажных перекрытий

Конструкции межэтажных перекрытий запроектированы в виде балочных клеток, высота балок – 750 мм для перекрытий офисных, и 900 мм – для перекрытий технических этажей. В стенках балок предусмотрены отверстия диаметром 400 мм для пропуска инженерных коммуникаций. К верхним поясам балок привариваются упоры (срезные вставки) Nelson, обеспечивающие связь железобетонной плиты перекрытия с металлическими балками для восприятия горизонтальных усилий.

Железобетонная плита перекрытия устраивается по несъемной опалубке из профилированного настила. В зонах с увеличенными пролетами профнастила необходимо будет применять укладку двух листов друг на друга.

Балки сварные, составного двутаврового сечения, из стали С345-3 по ГОСТ 27772-88. Узлы соединения балок запроектированы на болтах с контролируемым натяжением М24 из стали 40Х «селект» исполнения ХЛ (соединения фрикционного типа). Болты, гайки, шайбы по ГОСТам 22353-77*, 22354-77*, 22355-77*. Могут также применяться метизы импортного производства.

Прикрепление балок к закладным деталям в железобетонном ядре здания – на монтажной сварке.

Для выравнивания величин деформаций упругого обжатия колонн и деформаций ядра с учетом ползучести бетона и разности просадок основания, перекрытия должны выполняться со строительным подъемом от ядра в сторону периметральных колонн. Этот подъем закладывается при разработке чертежей КМД, величина подъема для

различных уровней здания уточняется на рабочей стадии проектирования. По нашим предварительным расчетам, величина строительного подъема составит 15 – 30 миллиметров для верхних этажей здания.

Раскладка балок перекрытий выполнена в соответствии с требованиями архитектурной концепции сооружения, при этом шаг и направление балок определены исходя из необходимости размещения в габарите перекрытия инженерных систем вентиляции и кондиционирования воздуха.

Конструкции аутригеров

Конструкции аутригеров расположены в 17–18, 33–34, 49–50, 70-м технических этажах и представляют собой систему радиально расположенных в плане металлических балок, жестко защемленных в центральном железобетонном ядре здания и соединенных с колоннами К1 и К3. Основное предназначение аутригеров – уменьшение горизонтальных перемещений и ускорений колебания верха здания от ветровых нагрузок за счет включения в работу периметральных колонн и увеличения, таким образом, жесткости здания.

Консоли аутригеров запроектированы в виде балок высотой в два этажа (9,3 метра). Пояса балки 620×50мм, стенка переменного сечения - толщиной от 30 до 50 мм, с системой продольных и поперечных ребер жесткости. Балка поделена стыками на высокопрочных болтах с контролируемым натяжением М27 на монтажные марки размером 9,3×3,6 м и весом до 16 т. Конструкция аутригерной балки приведена на рис. 8.

Включение аутригеров в работу башни предусмотрено после возведения несущих конструкций всего здания. Это позволит избежать появления значительных дополнительных усилий в аутригерах и колоннах от неравномерной осадки колонн и центрального ядра. После включения балок аутригеров в работу они будут участвовать только в восприятии ветровых и временных вертикальных нагрузок. В процессе возведения, до включения в работу аутригеров, жесткость здания обеспечивается только за счет ядра.

Конструкции шпиля

Несущий стальной каркас шпиля (оголовка башни) имеет форму многогранной пирамиды. Металлоконструкции шпиля опираются на нижележащие конструкции башни в уровне 77-го, самого верхнего, этажа, имеющего сплошную железобетонную плиту, соединяющую стальные колонны по периметру здания с центральным ядром жесткости.

Высота шпиля от верха плиты 77-го этажа до отметки +390,300 составляет 70 м, диаметр основания в уровне 77 этажа – 29 метров.

Каркас шпиля состоит из 10-ти колонн коробчатого сечения и 5-ти двутавровых стоек фахверка, идущих от основания шпиля до отметки +365,100.

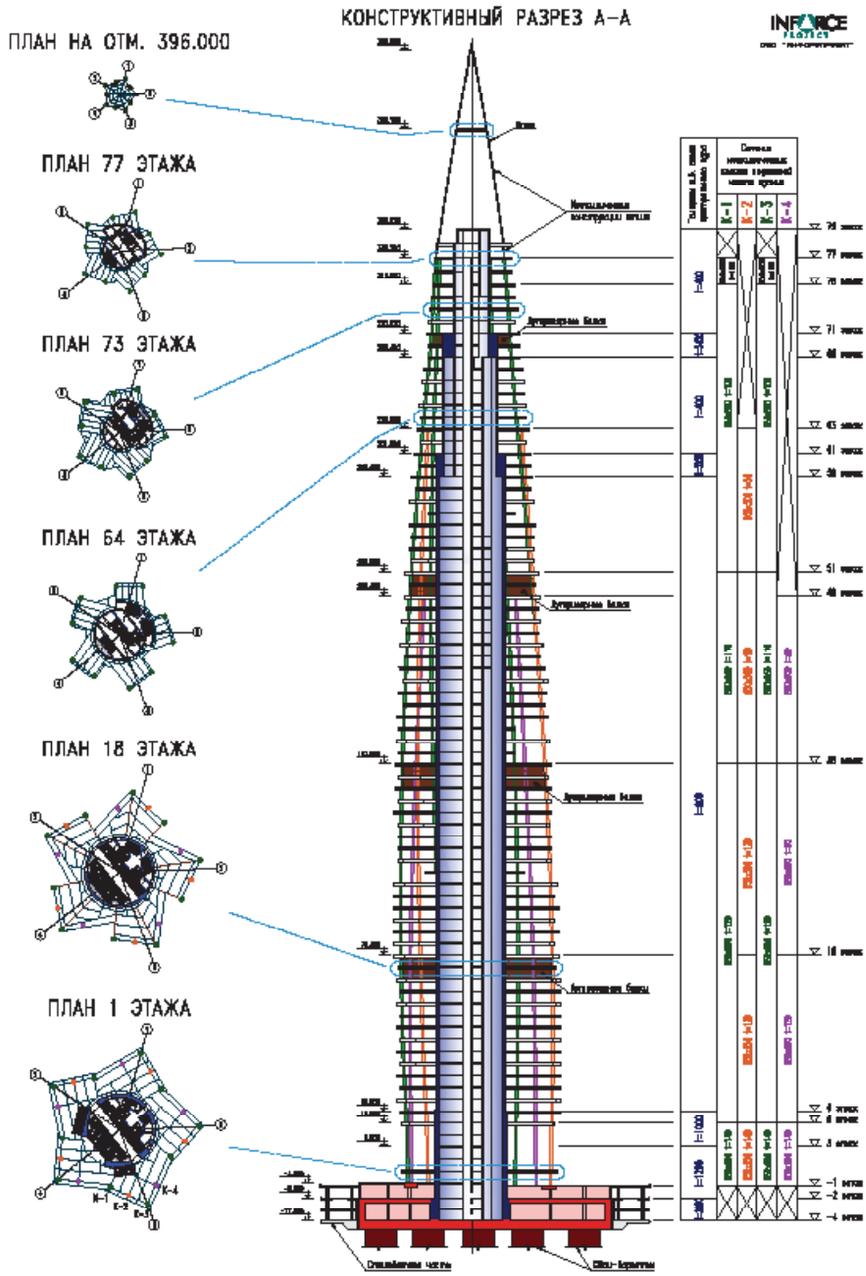


Рис. 7.
Конструктивный разрез

Выше этой отметки продолжаются только 5 основных колонн, которые сходятся вместе в уровне отметки +390,300. Основные колонны являются продолжением нижележащих колонн здания, а стойки фахверка подвешиваются в уровне отметки +365,100.

Колонны и стойки связаны между собой восемью горизонтальными поясами ригелей коробчатого сечения, жестко соединенных с колоннами.

В уровне отметки +365,100 расположена рабочая площадка, предназначенная под установку оборудования для мытья фасадов. Она образована рифленым стальным листом, уложенным на 10 двутавровых радиальных ригелей, жестко прикрепленных к колоннам и замкнутых в середине на кольцевой ригель диаметром 2 метра.

Геометрическая неизменяемость и общая устойчивость шпиля обеспечивается жесткими узлами

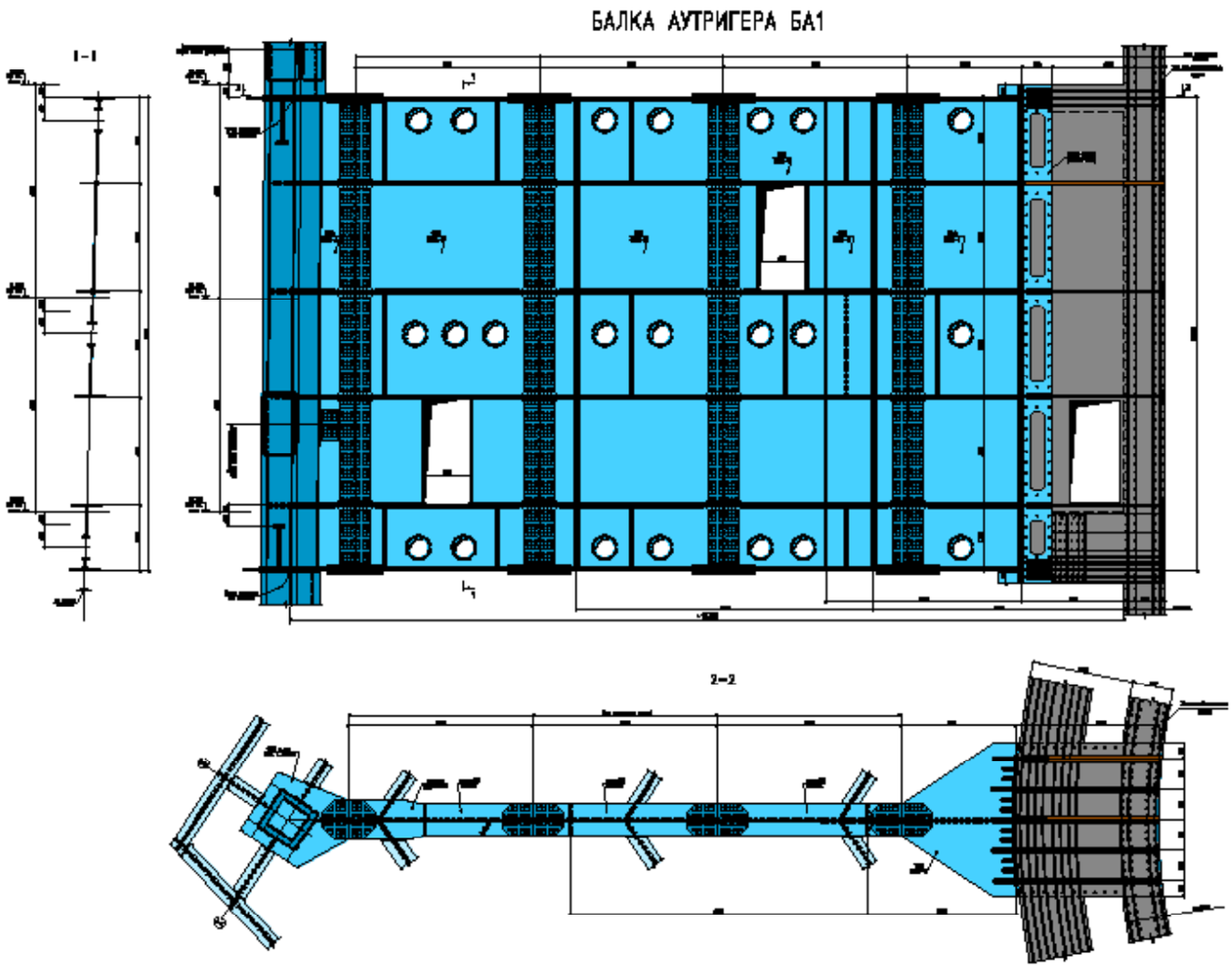


Рис. 8.
Конструкция аутригера

крепления ригелей к колоннам, а также жестким диском перекрытия на отметке +365,100. Колонны шпиля имеют сечение 500×700 мм с толщиной стенки 60 мм, конструкция и материал колонн аналогичны колоннам здания.

2. НЕКОТОРЫЕ АСПЕКТЫ РАСЧЕТА ЗДАНИЯ

Метод создания конечно-элементной расчетной модели башни (технология сбора модели, назначение типов конечных элементов, задание их жесткости, виды и сочетания нагрузок) традиционный для сооружений такого типа. Мы остановимся на некоторых проблемах, возникших при проектировании и особенностях, характерных именно для этого здания.

2.1 Жесткость основания

Одной из основных проблем, с которой столкнулись проектировщики здания, было обеспечение надежности фундаментов и их осадки, не превышающей 225 мм (исходя из требований норм проектирования и конструирования сопряжения со стилобатной частью). Как уже говорилось выше, из-за большой нагрузки, сосредоточенной на небольшом участке под ядром здания (нормативная нагрузка на основание от здания, с учетом веса фундаментной плиты, составила 342 000 тонн), потребовалось создание жесткой коробки в подземной части, распределявшей нагрузки с ядра на подошву фундаментной плиты. Кроме того, из-за слабых грунтов основания потребовалось выполнение свай-баретт с уникальной глубиной – рассматривались варианты от 65-ти до 120 метров. Нетрудно догадаться, что с увеличением глубины устройства баретт их стоимость возрастала в геометрической прогрессии. В то же время, осадка бареттного основания с глубиной заложения ниже 65-ти метров была значительно выше требуемых значений, а расположение баретт в плане было столь плотным, что возникали проблемы с технологией их возведения. Таким образом, выбор варианта бареттного основания здания представлял собой длительный итерационный процесс, в ходе которого менялись вид баретт, их расстановка в плане, глубина заложения. Расчеты выполнялись в следующей последовательности: НИИОСП на основании геотехнического моделирования задавал жесткость баретт, «Инфорспроект» осуществлял расчет здания и выдавал нагрузки на баретты, «Гидроспецпроект» сравнивал полученные нагрузки с несущей способностью баретт и, при необходимости, вносил изменения в расстановку баретт и глубину их заложения. В итоге послед-

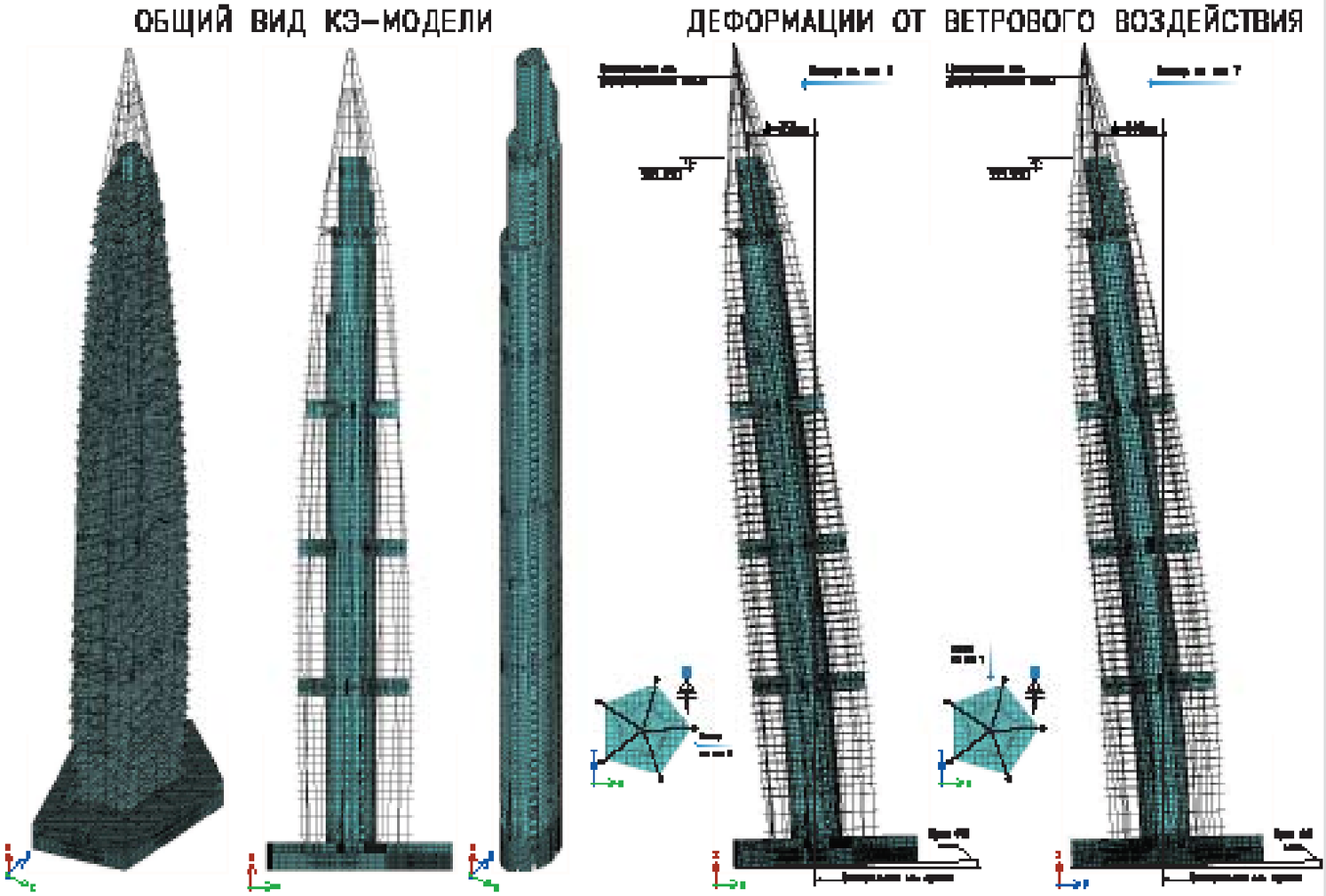


Рис. 9.
Конечно-элементная модель башни

нее решение бареттного основания башни появилось после 9-ти таких итераций.

2.2 Горизонтальное смещение верха башни

Еще одной проблемой при проектировании было обеспечение необходимой жесткости башни в горизонтальном направлении при действии ветровых нагрузок. Согласно [2], отклонение верха башни в уровне верхнего этажа не должно превышать 1/890 высоты здания. Для обеспечения этого потребовалось увеличивать сечение металлических колонн по периметру башни, связанных с аутригерными балками (по сравнению с расчетом колонн по несущей способности). Таким образом, сечения металлических колонн были назначены исходя из требований второй группы предельных состояний. Как уже отмечалось выше, введение аутригерных балок в уровнях технических этажей, связывающих железобетонное ядро с металлическими колоннами по периметру, в нашем случае позволило уменьшить горизонтальные перемещения верха здания от действия ветровых нагрузок примерно в 1,7 раза.

2.3 Расчет ядра здания на кручение

«Закрученная» геометрия башни, связанная со смещением колонн по высоте здания относительно центральной оси, приводит к возникновению горизонтальных крутящих усилий. Круглая форма сечения ядра здания, принятая в проекте, – наиболее целесообразное решение, т. к. круглое сечение хорошо работает на кручение.

Постоянное кручение, находящееся в линейной зависимости от вертикальных нагрузок, передается на стены ядра через металлические балки перекрытий надземной части. Конструктивная схема здания приводит к каскадному накоплению крутящего момента по всей высоте центрального ядра, модель которого представляет собой консольный стержень, имеющий заделку на уровне пола –1 этажа.

Средние касательные (сдвиговые) напряжения в ядре здания в уровне нижних этажей определяются следующим образом:

$$\tau = \frac{M_{rot}/r}{A_{b,core}} = \frac{44000/12.25}{61.5} = 58.4\ \text{т/м}^2\ ,$$

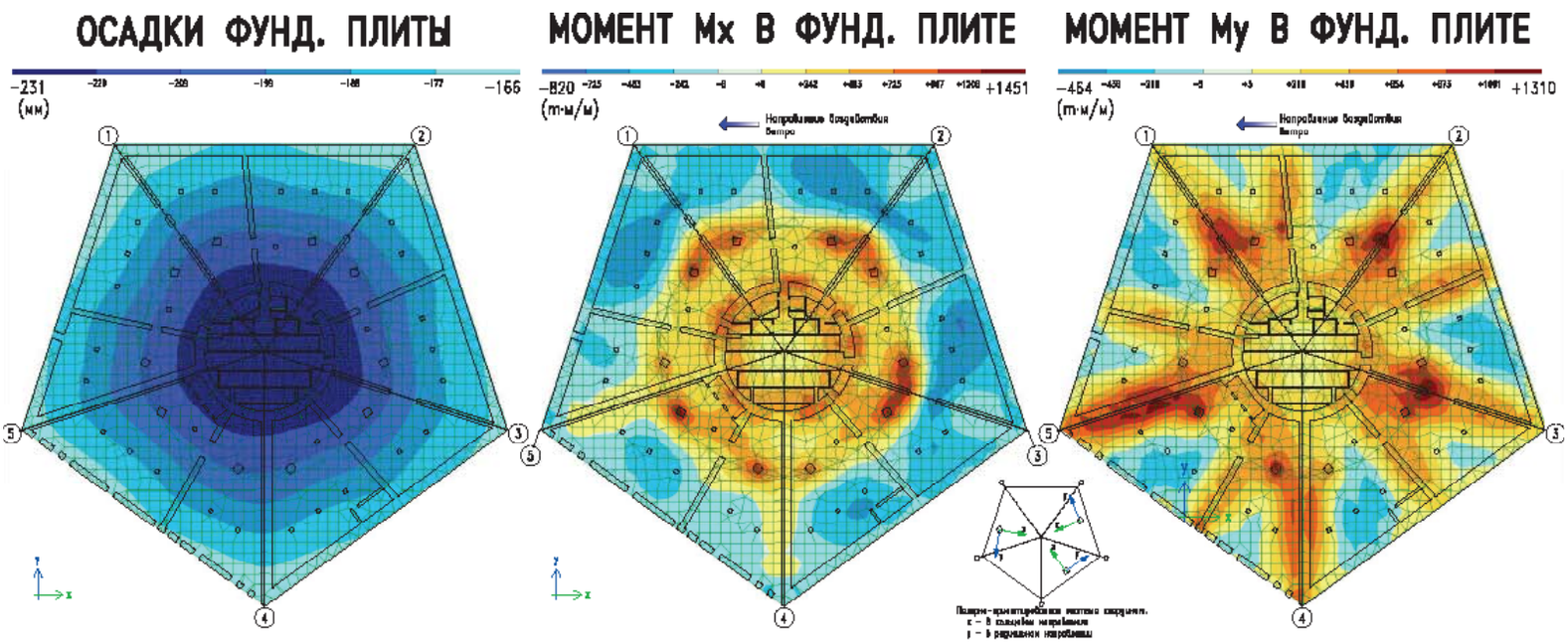
где M_{rot} – крутящий момент в ядре здания, т•м

r – радиус ядра, м,

$A_{b,core}$ – площадь ядра, м^2.

Эти напряжения значительно меньше предельно допустимой величины 500 т/м^2.

Абсолютная величина смещения точки на наружной поверхности ядра в уровне 59-го этажа относительно точки на поверхности ядра



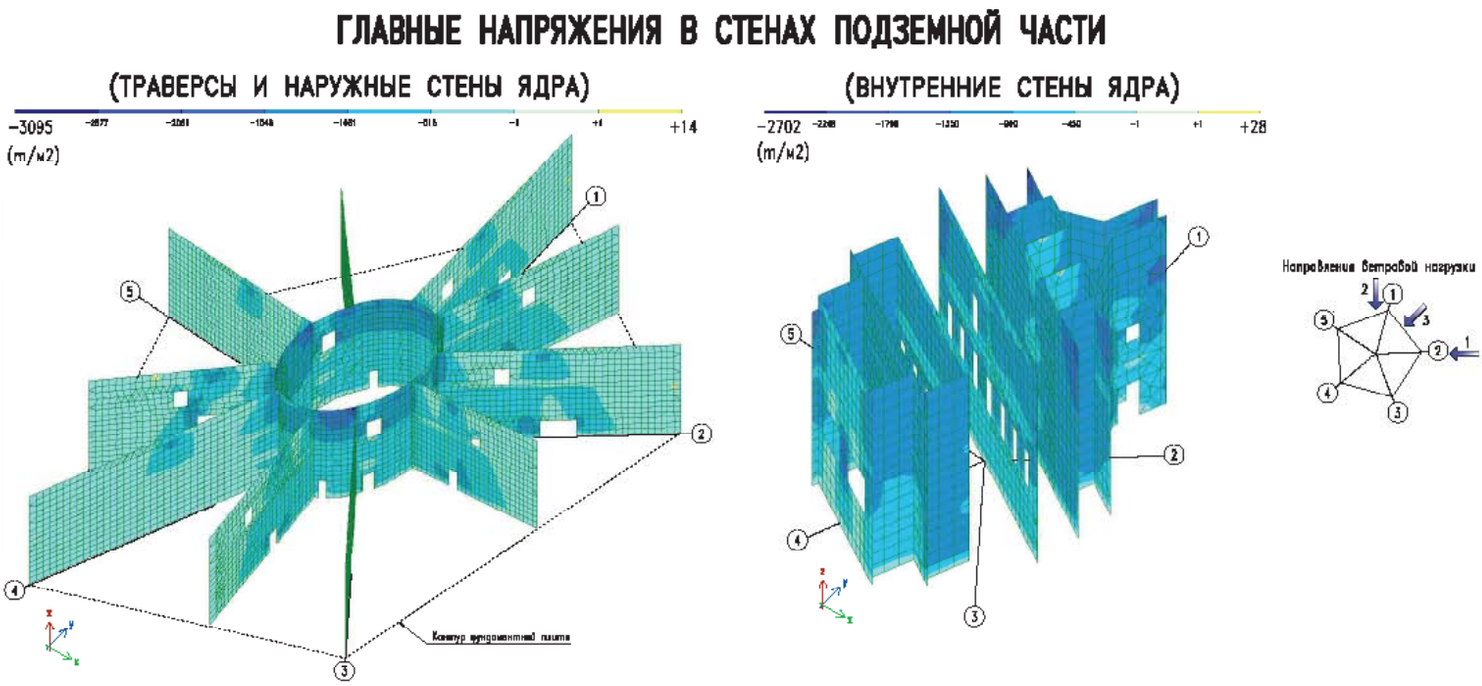


Рис. 10. Осадки и изгибающие моменты в фундаментной плите

Рис. 11. Напряжения в стенах подземной части

в уровне –1-го этажа равна:

$$\Delta L = r \cdot \alpha = 12.25 \cdot \frac{1.3}{1000} = 0.016 \text{ м},$$

где r – радиус ядра, м,

α – величина поворота ядра относительно центральной оси, рад.

Таким образом, абсолютная величина смещения точки на наружной поверхности ядра в уровне 59-го этажа относительно точки на поверхности ядра в уровне –1-го этажа составляет 16 мм, что является вполне допустимым.

2.4 Динамические характеристики здания

Периоды собственных колебаний здания башни:

1-я форма – 7,5 с,

2-я форма – 7,5 с,

3-я форма (крутильная) – 1,5 с.

Максимальное ускорение колебаний в уровне перекрытия верхнего офисного этажа: $a_d = 6{,}2$ см/с^2.

2.5 Расчет здания на аварийные воздействия (прогрессирующее обрушение)

Обеспечение устойчивости такого здания против лавинообразного (прогрессирующего) обрушения, безусловно, является одной из важнейших задач при его проектировании. Наличие мощных аутригерных балок в уровнях технических этажей значительно облегчило решение этой задачи. Поскольку

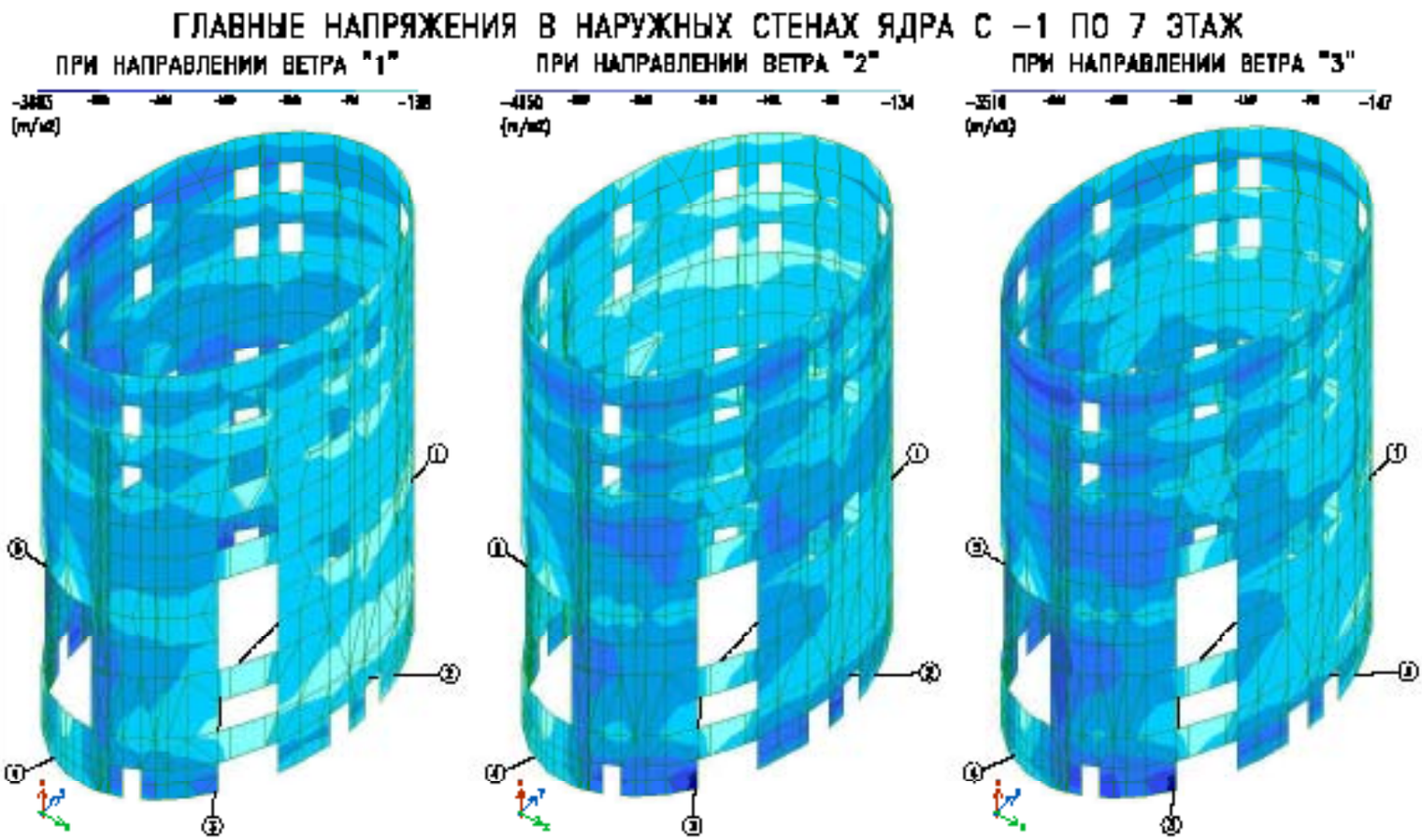


Рис. 12.
Напряжения в стенах ядра здания

монтажные и заводские стыки металлических колонн выполнены с учетом возможности восприятия растягивающих усилий, удаление любой такой колонны ведет к распределению нагрузки на вышележащие аутригерные балки, т. е., колонны выше места разрушения начинают работать как подвески.

Первоначально, при проектировании металлической аутригерной балки, возникла проблема с узлом ее крепления к железобетонному ядру – балка рассекала ядро на высоту 2-х этажей. Учитывая, что таких балок было по 10 штук в одном уровне, фактически, ядро в уровне технических этажей рассекалось на 10 сегментов. Проблему удалось решить путем вынесения узла сопряжения металлической аутригерной балки и железобетонного монолитного ядра наружу от ядра примерно на 2 метра.

В ходе работы были выполнены и другие необходимые расчеты на аварийные воздействия.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Проект здания башни «Охта Центр» – продукт труда большого коллектива проектировщиков, как отечественных, так и иностранных. В процессе работы над ним возникали проблемы и задачи, позволившие авторам проекта обогатить свой арсенал опытом их решения и применять его в будущем при работе над другими объектами. ■

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Петрухин В., Шулятьев О., Боков И., Шулятьев С.* «Геотехнические аспекты проекта башни ОДЦ «Охта»; Высотные здания, № 6, 2010.
2. МГСН 4.19-2005. Временные нормы и правила проектирования многофункциональных высотных зданий и зданий-комплексов в городе Москве. – М.: ГУП «НИАЦ», 2005.
3. «Gazprom Tower, St. Petersburg Russia. Wind Tunnel Testing. Overall Wind Load Studies», – BMT Fluid Mechanics, 4th March, 2008.
4. Инструкция по расчету и проектированию конструкций из высокопрочных тяжелых бетонов классов В60-В90 (первая редакция). – М.: ФГУП «НИЦ Строительство», НИИСФ РААСН, 2008. Заказчик – ОАО «ОДЦ Охта».
5. Специальные технические условия на проектирование высотного здания «Башня» в составе комплекса зданий и сооружений первой зоны строительства общественно-делового центра «Охта Центр», расположенного по адресу: г. Санкт-Петербург, Красногвардейская пл., д. 2. – М.: ЦНИИЭП жилища, 2008.