Конструктивные решения высотного здания «Лакhta Центр» в Санкт-Петербурге

Е.А.Илюхина, Лакhta центр, Санкт-Петербург

С.И.Лакhман, Горпроект, Москва

А.Б.Миллер, Газпром, Москва

В.И.Травуш, Горпроект, РААСН, Москва

В статье описываются конструкции административного здания комплекса «Лакhta Центр» высотой 462 м. Конусообразное здание имеет в плане форму пятиконечной звезды, с этажами в виде пяти квадратных «лепестков», соединённых между собой и с круглым центральным ядром. По мере увеличения высотной отметки квадратные «лепестки» вращаются вокруг своей оси против часовой стрелки с поворотом в пределах каждого этажа на угол 0,82 градуса. Железобетонное центральное ядро и сталежелезобетонные колонны опираются на коробчатый фундамент, располагаемый на 264 сваях диаметром 2,0 м.

Ключевые слова: «Лакhta Центр», высотное здание, сталежелезобетонная колонна, центральное ядро, перекрытие.

Design Solutions of the High-Rise Building "Lakhta Center" in Saint-Petersburg

E.A.Ilyukhina, Lakhta Center, St. Petersburg

S.I.Lahman, Gorproekt, Moscow

A.B.Miller, Gazprom, Moscow

V.I.Travush, Gorproekt, RAACS, Moscow

The article describes the construction of the administrative building of the Lakhta Center complex with a height of 462 m. The cone-shaped building has the shape of a five-pointed star, with floors in the form of five square "petals" connected to each other and to a round central core. As the elevation increases, the square "petals" rotate around its axis counterclockwise with a rotation of 0.82 degrees within each floor. The reinforced concrete central core and steel-reinforced concrete columns rest on a box-like foundation located on 264 piles with a diameter of 2.0 m.

Keywords: Lakhta Center, high-rise building, steel-reinforced concrete column, central core, overlap.

Построенный в Санкт-Петербурге на берегу Балтийского моря в конце 2018 года небоскрёб «Лакhta Центр» (далее также Башня) имеет высоту 462 метра и является самым высоким зданием в Европе. Башня имеет два подземных и 87 надземных этажей.

В плане здание Башни представляет собой пятиконечную звезду с лучами, расходящимися от центрального ядра и имеющими закрученную конусообразную форму. Плиты перекрытий выполнены в виде пяти квадратных лепестков, которые соединя-

ются друг с другом круглым центральным ядром. С возрастанием высотной отметки квадратные «лепестки» вращаются вокруг своей оси против хода часовой стрелки с поворотом в пределах каждого этажа на угол, составляющий 0,82 градуса. (рис. 1, 2, 3)

Рис. 1. Схема построения геометрии Башни.

Рис. 2. Совмещённые планы 19, 39 и 59 этажей (а) и общий вид (б)

Рис. 4. Схема расположения слоёв грунта на площадке строительства

Конструктивные решения фундаментов

Согласно результатам соответствующих инженерно-геологических изысканий на площадке строительства залегают следующие слои грунта (эти слои далее перечисляются в последовательности «сверху вниз») (рис. 4):

- переслаивающиеся слабые слои ленточных глин, супеси и песка (ИГЭ 1–4);
- морена (ИГЭ 5,6);
- вендские глины (ИГЭ 7–9);
- песчаник с прослойками алевролитов и аргиллитов (ИГЭ 10).

Ввиду того, что верхние слои грунта имели низкие модули деформаций и прочность, было решено создать для фундаментов свайное основание, оперев сваи на вендские глины.

В целях снижения прогиба фундаментной плиты и уменьшения усилий в краевых сваях были выполнены соответствующие многовариантные расчёты свайного поля и были проанализированы возможности использования свай разной длины.

Рис. 5 Схема расположения свай: а) в плане; б) в разрезе

Рис. 6. Схема расположения диафрагм жёсткости в коробчатом фундаменте

В соответствии с результатами проведённых расчётных обоснований свайное основание Башни состоит из 264 буронабивных свай длиной 55 и 65 м и диаметром 2000 мм, расположенных с шагом от 4 до 6 м (рис. 5 а). Так как буронабивные сваи выполнялись не со дна котлована, а с поверхности земли, фактическая глубина бурения под сваи составляла соответственно 72 м и 82 м (рис. 5 б). Расчётная несущая способность свай длиной 55 м составила 3600 т согласно нормам и 6400 т по результатам испытаний. Расчётная несущая способность свай длиной 65 м по грунту составила 4300 т согласно соответствующим нормам и 7700 т по результатам натурных испытаний. Средняя расчётная нагрузка на сваю составила 2545 тс.

Конструктивные решения подземной части

Подземные этажи здания в плане имеют форму равно-стороннего пятиугольника, длина каждой стороны которого составляет 57,5 м. В центре здания располагается центральное ядро диаметром внизу 26,0 м.

Вес здания от нормативных нагрузок (в том числе вес коробчатого фундамента) составляет 493 000 т. Соответствующие первичные расчёты, выполнявшиеся в целях определения необходимой толщины фундаментной плиты, свидетельствовали о том, что традиционной фундаментной плиты, причём даже толщиной 7–8 м, оказывалось недостаточно для обеспечения равномерности осадок. В частности, например, осадка под ядром составляла около 180 мм, а на периферии величина осадки составляла около 60 мм. В этой связи было решено создать коробчатый фундамент, призванный обеспечить большую экономичность соответствующего решения. Результаты соответствующего расчёта позволили сделать обоснованный вывод о том, что такой фундамент обладает высокой жёсткостью (разность в осадках зоны ядра и периферии была не более 25–30 мм), среднее давление под подошвой фундамента Башни от действия нормативных нагрузок составляло 870 кПа. Нижняя плита толщиной 3600 мм расположена на относительной отметке –17,650, верхняя плита толщиной 2000 мм расположена на относительной отметке –4,650. Совместная работа нижней и верхней плит описанного коробчатого фундамента обеспечивается десятью диафрагмами жёсткости, расходящимися от ядра здания в радиальном направлении, причём толщина этих диафрагм равна 2500 мм (см. рис. 6).

В целях надлежащего восприятия значительных растягивающих усилий, составляющих 2300 т/пм, нижняя фундаментная плита была армирована 15-ю арматурными сетками, расположенными по высоте с шагом 150 мм, образованными из стержней диаметром 32 мм, выполненных из стали класса А500С. В защитных слоях бетона плиты на расстояниях равных 25 мм от нижней и верхней поверхностей была установлена противоусадочная сетка с ячейками 100×100 мм. Между верхней и нижней плитами коробчатого фундамента расположена средняя плита, толщина которой составляет 0,4 м.

Конструктивные решения надземной части

Подземная часть Башни отделена от остальной части комплекса «Лахта Центр» осадочным деформационным швом. Надземная часть здания в уровне первого этажа вписана в пятиугольник со стороной (длина между осями колонн) равной 35,2 м (рис. 7). Следует отметить, что размеры каждого последующего этажа надземной части здания вплоть до 16-го этажа увеличиваются, причём максимальная длина стороны пятиугольника в уровне 16-го этажа равна 36,6 м. Далее, после 16-го этажа, каждый последующий этаж надземной части здания, напротив, уменьшается в размерах, причём длина стороны пятиугольника в уровне верхнего – 86-го этажа, составляет всего лишь 19 м.

Конструктивная схема описываемого здания – каркасно-ствольная. Несущими конструкциями Башни являются центральное железобетонное ядро и десять сталежелезобетонных колонн, расположенных по периметру. В целях снижения величин пролётов в здании были введены ещё пять сталежелезобетонных колонн вплоть до уровня 56-го этажа.

Основным несущим конструктивным элементом Башни является центральное железобетонное ядро, которое имеет круглую форму. Это ядро воспринимает как вертикальные, так и горизонтальные нагрузки (в том числе постоянное кручение, обусловленное формой здания), передавая указанные нагрузки на фундамент.

Толщина наружных стен ядра на минус третьем и минус втором этажах равна 2500 мм, на минус первом и первом этажах – 2000 мм, на втором и третьем этажах – 1700 мм, на четвёртом и пятом этажах – 1400 мм, на шестом и седьмом этажах – 1100 мм, с восьмого по 67-й этажи толщина равна 800 мм, с 68-го по 80-ый этажи – 600 мм, с 81-го по 89-ый этажи равна – 400 мм. Следует пояснить, что толщина наружных стен ядра определялась на основании расчётов на все виды воздействий, а также в соответствии с конструктивными требованиями конструирования (количество и расположение отверстий и проёмов, кратность шагу арматурных сеток и т.д.). Наружный диаметр ядра с восьмого по 58-ой этаж составляет 26,1 м; далее, начиная с уровня 59-го этажа и до 80-го этажа, наружный диаметр ядра уменьшается до 21,0 м.

Конструкции сталежелезобетонных колонн

Сталежелезобетонные колонны состоят из бетона класса В80, металлического сердечника и гибкой арматуры. В качестве материала для указанных сердечников колонн была выбрана сталь HISTAR 460 Russia производства завода «Арселор Миттал» (ArcelorMittal). Сердечники колонн выполнены крестового сечения из двутавров серии HL по ASTM A 6/A 6M-12 и тавровых сечений, полученных роспуском двутавров HL. Элементы стержня колонны сваривались поясными угловыми швами (рис. 8)

Сталежелезобетонные колонны согласно архитектурной концепции Башни расположены по спирали, повторяя тем

самым закрученную поверхность фасада здания. Поворот оси металлического сердечника колонны осуществляется в уровнях нечётных этажей. Стык в уровне излома сердечника колонны был выполнен на фланцевых листах. Отметим, что в целях непосредственной передачи горизонтальной составляющей усилия в месте излома оси колонны этот заводской стык сердечника колонны был выполнен в уровне плиты перекрытия. Монтажный стык сердечника колонны был выполнен в другом месте, на 1200 мм выше плиты пере-

Рис. 7. Конструкция нижней части Башни

Рис. 8. Сечение основной несущей колонны

Рис. 9. Опираение колонны на фундаментную плиту

Рис. 10. Жёсткая арматура аутригера

Рис. 11. Эпюры изгибающих моментов в центральном ядре

Рис. 12. Эпюра крутящих моментов

Рис. 13. Фрагмент армирования стены центрального ядра

крытия. Монтажные стыки металлических сердечников, выполненные на болтах, расположены через каждые два этажа здания. Для передачи сжимающих усилия в монтажных стыках сердечников используются фрезерованные торцы элементов, растягивающие усилия (возникающие при расчёте на прогрессирующее обрушение) передаются через накладки из стали С345-З на высокопрочных болтах М30 класса прочности 10.9.

В целях обеспечения надлежащей совместной работы стального сердечника колонны с железобетоном на сердечник в заводских условиях (на заводе-изготовителе) были установлены гибкие упоры (стадболты).

В сталежелезобетонных колоннах был применён бетон класса по прочности на сжатие В80.

В целях обеспечения относительно равномерной передачи нагрузки от колонны на фундамент (эта нагрузка составляла более 16000 т) была разработана база колонны, состоящая из семи пластин, которые имеют толщину по 40 мм. Пространство между нижней гранью базы колонны и верхней гранью фундаментной плиты было заполнено высокопрочным материалом ЕМАКО S55. Ввиду того, что колонна наклонена в пространстве, вокруг стальной базы устроен монолитный железобетонный стакан, воспринимающий горизонтальную составляющую усилия в колонне (рис. 9).

Так как отношение диаметра ядра к высоте здания, составляет около 1/17, жёсткости одного ядра оказывалось недостаточно для выполнения требований норм по горизонтальному отклонению верха здания и предельному ускорению колебаний верхних этажей (комфортности пребывания). Для придания дополнительной жёсткости зданию и обеспечения его устойчивости к прогрессирующему обрушению были использованы двухэтажные аутригеры, расположенные по высоте башни в уровнях 17–18, 33–34, 49–50, 65–66 технических этажей (см. рис. 3), причём на каждом из указанных уровней аутригеры соединяются с ядром и десятью колоннами (рис. 10). Распределительная плита, расположенная над 80-ым этажом, имеет функцию верхнего аутригера здания. Разумеется, введение аутригеров позволило снизить горизонтальные перемещения верха здания от действия ветровых нагрузок и обеспечить надлежащую комфортность пребывания на верхних этажах Башни.

На рисунке 11 показаны соответствующие значения изгибающих моментов в центральном ядре без учёта и с учётом включения в работу аутригеров.

Аутригеры запроектированы в виде железобетонных балок-стен с установленными в тело железобетона стальными фермами. Стальные фермы были рассчитаны для восприятия ветровых воздействий на период возведения здания до включения в работу железобетонных аутригеров.

Таким образом, аутригерные конструкции представляют собой двутавр с верхней и нижней полками, имеющими размеры $3,0 \times 0,85(h)$ м, и стенкой переменной толщины (от

500 мм до 1500 мм в зоне примыкания к ядру) высотой 9,25 м. Для усиления ядра в уровне примыкания к нему нижнего пояса и верхнего пояса аутригерной балки были выполнены кольцевые монолитные железобетонные балки размером $2,5 \times 1,2(h)$ м, причём в этих конструкциях были предусмотрены отверстия для пропуска соответствующих вертикальных инженерных коммуникаций.

Очевидно, что диски перекрытий, наряду с аутригерными конструкциями, обеспечивают совместную пространственную работу основных несущих конструкций здания. Кроме того, ввиду закрученной формы здания именно через диски перекрытий выполняется передача горизонтальных составляющих усилий от изломов осей колонн на ядро здания. Избранная конструктивная схема здания приводит к накоплению крутящего момента по всей высоте центрального ядра, причём максимальный крутящий момент в ядре в уровне его заделки в верхней плите коробчатого фундамента составляет 77 000 тм (рис. 12, 13).

В стенах центрального ядра башни был применён бетон класса по прочности на сжатие В80.

Конструкции перекрытий

За пределами ядра перекрытия Башни сталежелезобетонные. Они выполнены по несъёмной опалубке из профилированного листа с опиранием на металлические балки. Толщина указанных плит перекрытий равна 150 мм, был применён бетон класса по прочности В40. Для обеспечения совместной работы железобетонных плит перекрытий с металлическими балками перекрытий были использованы приварки к верхним

поясам металлических балок гибких упоров (стадболтов) (рис. 14). Длина главных балок, располагаемых между центральным ядром и колоннами, не превышает 17 м. Эти главные балки были выполнены сварными, имели двутавровое сечение и высоту от 750 до 1200 мм. Второстепенные балки были выполнены из прокатных профилей сечениями до 40Б2 включительно. В качестве материала металлических балок использовалась сталь С345-3, С390. Монтажные стыки балок выполнены на высокопрочных болтах М24 класса прочности 10.9 с контролируемым натяжением. Примыкание балок к железобетонным конструкциям центрального ядра было обеспечено монтажной сваркой к закладным деталям.

Исходя из особенностей архитектурного решения рассматриваемого здания (здесь имеется в виду закрученная спиралевидная форма), необходимо, чтобы каждый диск перекрытия воспринимал существенные горизонтальные усилия (которые возникают вследствие изломов осей колонн) и передавал постоянные усилия общего кручения на ядро здания. По этим причинам было предусмотрено:

- применение усиленного фонового армирования монолитной плиты перекрытия для обеспечения передачи растягивающих и сдвигающих усилий от наклонных колонн к ядру здания;
- применение арматурных каркасов и стабболтов для обеспечения передачи усилий глобального кручения на ядро здания (заметим, что необходимость применения указанных каркасов объясняется и наличием значительного количества коммуникационных каналов, располагаемых по периметру наружной стены ядра).

а) б)
Рис. 14. Конструкция плиты перекрытия типового этажа: а) план; б) разрезы

Рис. 15. Конструкция шпиля

Шпиль башни функционально и конструктивно делится на следующие два объёма:

- эксплуатируемая отапливаемая часть, которая является завершением объёма башни и включает в себя смотровые площадки, лифты и пандусы для подъёма на них;
- техническая (неотапливаемая) часть, расположенная выше отметки 87-го этажа, которая имеет фасадное ограждение в виде стальной сетки.

Шпиль Башни запроектирован в виде пятигранной пирамиды. Эта пирамида размещена вокруг центрального железобетонного ядра башни и опирается на перекрытие 83-го этажа на отметке 344,400 в местах расположения колонн Башни. Высота шпиля составляет около 118 м, а ширина грани у основания пирамиды шпиля составляет около 16,3 м (рис. 15).

На отметке 87-го этажа (368,800) расположено перекрытие для размещения оборудования обслуживания фасада, а на отметке 88-го уровня (377,350) находится перекрытие, от-

деляющее нижнюю эксплуатируемую зону шпиля от верхней, являющейся технической зоной.

Завершение шпиля было выполнено в виде стальной трубы диаметром 1420 мм с расположенной внутри стремянкой, призванной обеспечить доступ к верхней точке шпиля.

Входной блок в Башню имеет размеры 105×27 м. Он расположен непосредственно перед зданием и решён в виде фасадной стальной арки, имеющей пролёт 105 м, и покрытия из стальных несущих конструкций, которые опираются на арку и на основные конструкции башни. В своей плоскости арка остеклена с помощью стеклопакетов. Эти стеклопакеты крепятся к вертикальным несущим стеклянным стойкам, имеющим переменную высоту (до 16,5 м) и располагающимся вдоль арки с шагом 3,0 м. Стеклянные стойки имеют сечение 850×39,4 мм и склеены из семи слоёв термоупрочнённого стекла, имеющего толщину 12 мм, с толщиной промежуточных клеевых слоёв SG 0,89 мм.

Расчёты строительных конструкций

Помимо гравитационных нагрузок в рамках расчётного обоснования Башни определяющими, разумеется, являются ветровые нагрузки. Соответствующее исследование модели Башни в аэродинамической трубе (физическое моделирование) выполняла компания RWDI, специализирующаяся в области аэродинамики зданий повышенной этажности.

В результате были определены аэродинамические коэффициенты полного давления ветра, а также их распределение на различных сечениях по высоте.

Пульсационная составляющая ветровой нагрузки на Башню определялась по результатам соответствующего динамического расчёта с учётом значения логарифмического декремента затухания $\delta = 0,2$.

Следует отметить, что вычислялись максимальные по интенсивности значения ветровых нагрузок, поверхностные гололёдные нагрузки, действующие на конструктивные элементы, расположенные на высоте 100 и более метров над поверхностью земли.

Отметим, что сумма всех горизонтальных сил от действия расчётной ветровой нагрузки составила 4836 т, в том числе от средней составляющей ветровой нагрузки – 3079 т и от пульсационной составляющей ветровой нагрузки – 1758 т (рис. 16). Значение момента, вызванного действием полного расчётного ветра в уровне верха нижней плиты коробчатого фундамента, равно 937900 тм.

В рамках модального анализа учитывались около ста форм собственных колебаний. Частота по первой форме была равна 0,112 Гц. Суммарная модальная масса первых восьми форм собственных колебаний соответствует примерно 75% общей модальной массы.

На рисунке 17 визуализированы первые пять форм собственных колебаний башни.

Ключевыми показателями (индикаторами) эксплуатационной пригодности высотного здания являются соответствующие

Рис. 16. Эпюры средней и пульсационной составляющих ветровой нагрузки

Рис. 17. Первые пять форм собственных колебаний башни

щие значения горизонтального смещения верха и ускорения колебаний перекрытий верхних этажей от пульсаций ветра.

Нормативные перемещения от составляющих ветровой нагрузки на уровне смотровой площадки (отметка 356,85) равны 313 мм (что составляет примерно 1/1150 высоты здания). Ускорение колебаний, определённое для перекрытия верхнего офисного этажа, равно $0,0486 \text{ м/с}^2$, что соответственно в 1,65 раза ниже предельно допустимого значения ускорения колебаний перекрытий верхних этажей.

Проектирование здания столь значительной высоты, имеющего уникальную инновационную архитектурную форму и кроме того расположенного на берегу финского залива в условиях наличия слабых грунтов и неустойчивых ветровых воздействий, было сопряжено с разработкой новых конструктивных решений, применением новых строительных материалов и обусловило потребность проведения целого комплекса научно-исследовательских работ.

На испытательных базах Научно-исследовательского центра «Строительство» [Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций имени В.А. Кучеренко (ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко), Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона имени А.А. Гвоздева (НИИЖБ им. А.А. Гвоздева), Научно-исследовательский, проектно-изыскательский и конструкторско-технологический институт оснований и подземных сооружений имени Н.М. Герсеванова (НИИОСП им. Н.М. Герсеванова)], Пермского национального исследовательского политехнического университета (ПНИПУ) и лаборатории RWDI (Канада) проводились следующие научные исследования конструкций башни «Лахта Центр»:

- 1) исследование давления ветра и гололёдных нагрузок;
- 2) определение свойств грунтов;
- 3) испытания свай;
- 4) разработка составов бетона;
- 5) определение несущей способности сталежелезобетонных колонн;
- 6) испытания сталежелезобетонных аутригеров;
- 7) испытания стеклянных несущих колонн;
- 8) исследования технологии производства работ;
- 9) мониторинг.

Кратко приведём далее результаты некоторых из них.

Аэродинамические испытания

Рассматриваемое сооружение характеризуется сложной геометрической формой, для которой отсутствуют значения аэродинамических характеристик, необходимые для обоснованного назначения расчётных ветровых нагрузок, действующих на несущие и ограждающие конструкции сооружения и соответствующего определения его аэродинамической устойчивости. Для вычисления аэродинамических характеристик были использованы соответствующие результаты модельных аэродинамических испытаний, которые проводились в аэродинамической трубе компании RWDI (Канада).

При проектировании Башня учитывались следующие воздействия ветра:

- 1) средняя и пульсационная составляющие расчётной ветровой нагрузки;
- 2) пиковые значения ветровой нагрузки, действующие на конструктивные элементы ограждения;

Рис. 18. Визуализация модели «Лахта Центра» в аэродинамической трубе RWDI

Схема расположения участков для башни, этажи 99 – 105.

Рис. 19. Схема расположения участков Башни, для которых определялись аэродинамические коэффициенты. Этажи 76–84

3) воздействия ветра на пешеходов в зонах, прилегающих к проектируемым зданиям (анализ пешеходной комфортности).

Следует отметить, что рассматривались два расчётных варианта действия суммарной ветровой нагрузки, которые соответствовали наиболее неблагоприятным вариантам нагружения башни при углах атаки ветра $\alpha = 190^\circ$ и 270° .

В качестве примера на рисунке 19 продемонстрированы участки плана на этажах 76–84 сооружения, для которых при продувке в аэродинамической трубе определялись аэродинамические коэффициенты.

Резонансное вихревое возбуждение связано с регулярным срывом вихрей с боковых поверхностей сооружений на участках здания со слабой конусностью, в пределах которых размер поперечного сечения изменяется слабо. По результатам имевшегося опыта продувок в аэродинамических трубах моделей высотных зданий и сооружений различных форм было установлено, что для сооружений конической формы

Рис. 20. Эюра гололёдной нагрузки на «Башню»

при конусности, составляющей более 0,15, явления ветрового резонанса не наблюдаются. Для рассматриваемого здания на высотах z менее 200 м конусность здания составляет в среднем 0,15, а выше – конусность возрастает.

Аэродинамически неустойчивые колебания типа галопирования могут возникнуть в тех случаях, когда скорость ветра V будет больше некоторого критического значения $V_{cr,g}$, то есть в том случае, если $V > V_{cr,g} \equiv 2 Sc f_1 d / (-a_g \gamma_{cr})$

и коэффициент $a_g = \left(\frac{dc_y}{d\alpha} + c_x \right) k_s < 0$

Здесь $Sc = 2m_1\delta / (\rho_a d^2)$ – число Скротона;

f_1 (Гц) – частота колебаний по i -ой изгибной собственной форме;

d (м) – характерный поперечный размер;

m_1 (кг/м) – эквивалентная погонная масса;

$\rho_a = 1,25$ кг/м³ – плотность воздуха;

$\gamma_{cr} = 1,25$ – коэффициент надёжности;

$\delta = 0,07$ – логарифмический декремент при поперечных колебаниях здания;

c_x и c_y – соответственно аэродинамические коэффициенты лобового сопротивления и боковой силы;

$k_s = 0,9$ – коэффициент, зависящий от формы колебаний.

Результаты проведённых испытаний в аэродинамической трубе свидетельствовали о том, что для рассматриваемого здания коэффициент $a_{g,max} = 0,92$ достигается на высотах близких к 300 м.

По результатам вычислений было установлено, что критическое значение скорости ветра, при котором возможно возникновение неустойчивых колебаний типа галопирования, значительно превышает максимальную скорость ветра на высотах z равных 300 м. Таким образом, был сделан обоснованный вывод, что аэродинамические неустойчивые колебания типа галопирования в рассматриваемом здании не возникают.

Для определения критической скорости ветра, при которой возникают крутильные неустойчивые колебания типа дивергенции, используется формула:

$$v_{div} = \sqrt{\frac{2G_t}{\rho d^2 dc_m / d\alpha}},$$

где G_t – жёсткость сооружения на кручение;

d_{cm}/d_α – градиент изменения коэффициента момента сил c_m в зависимости от угла атаки α .

По результатам модельных испытаний в аэродинамической трубе было установлено, что коэффициенты c_m и d_{cm}/d_α близки к нулю. Таким образом, была исключена потеря аэродинамической устойчивости типа дивергенции в рассматриваемом здании.

Учёт гололёдных нагрузок

Как известно, Башня расположена в условиях низкой облачности. Таким образом, при ее расчёте были учтены в том числе и поверхностные гололёдные нагрузки, которые действуют на конструктивные элементы, расположенные на высоте 100 и более метров над поверхностью земли. Отметим,

что было учтено как симметричное, так и несимметричное загрузка поверхности Башня гололёдной нагрузкой.

Инженерно-геологические исследования

В целях исследования вендских отложений были выполнены специальные исследования, по результатам которых было установлено:

- модуль деформации изменяется с глубиной;
- глины являются переуплотнёнными $OCR = 2...3$;
- глины обладают ярко выраженной анизотропией;
- глины обладают ползучестью.

Наибольшие значения по абсолютной величине и по скорости изменения с глубиной были получены в результате прессиометрических испытаний, при проведении которых модуль деформации изменился со 100 МПа (на глубине 35 м) до 560 МПа (на глубине 95 м), то есть соответственно в 5,6 раза.

Выполненные исследования влияния переуплотнения грунта на осадку фундамента показали, что при изменении коэффициента переуплотнения грунта (OCR) с 1 до 1,5 наблюдается существенное снижение осадки (на 25%) – с 0,2 до 0,15 м, далее она постепенно равномерно снижается с 0,15 до 0,12 м при изменении OCR с 1,5 до 4.

В рамках исследования ползучести грунта были выполнены соответствующие лабораторные испытания, которые дали возможность выявить зависимость коэффициента вторичной консолидации от нагрузки. Найденные таким образом значения ползучести были уточнены в ходе полевых штамповых испытаниях (причём функции штампов здесь осуществляли нижние части свай и баретт). По результатам исследований было установлено, что дополнительная осадка, обусловленная ползучестью грунта, составит 30%.

В рамках исследования взаимодействия баретт между собой и с грунтом в условиях свайного поля были проведены специальные геотехнические исследования, заключающиеся в испытании пяти баретт рабочей длиной 65 м, имеющих поперечное сечение $1,5 \times 2,8$ метра, причём три из указанных пяти испытанных баретт подвергались групповому испытанию, в котором проводили их одновременное нагружение.

Для проведения испытаний был избран метод погружных домкратов. Три из пяти испытанных баретт были оборудованы нагружающими устройствами, которые устанавливались в двух уровнях, еще две, одиночные, – в одном уровне. Схемы одноуровневого и двухуровневого испытаний, а также принятые названия частей баретт представлены на рисунке 21.

По результатам исследования распределения напряжений по длине баретты в ходе нагружения домкратов нижнего и верхнего уровней было установлено, что наибольшее затухание усилий по длине и, таким образом, наибольшее сопротивление по боковой поверхности наблюдалось у центральной баретты В2.

Комплекс проведённых исследований слабых грунтов в рамках анализа возможности строительства на них высотных

зданий позволил получить целый ряд важных результатов, которые могут быть использованы в аналогичных случаях. Эти результаты также вошли во вновь разрабатываемые и актуализируемые Своды правил.

Испытания сталежелезобетонных колонн

В ходе разработки проекта первоначально предполагалось применить железобетонные колонны, выполненные из высокопрочного бетона. Тем не менее размеры сечений оказывались очень большими, что повлекло бы за собой потерю полезной площади перекрытий. В этой связи было предложено применять сталежелезобетонные колонны. Применение такого рода колонн, изготовленных из высокопрочного бетона и новых классов стали повышенной прочности, позволяет уменьшить площадь сечения колонны и тем самым значительно увеличить полезную площадь зданий. В связи с отсутствием в Российской Федерации норм проектирования таких конструкций были выполнены экспериментальные и теоретические исследования на центральное и внецентренное сжатие, а также на сдвиг образцов колонн с жёсткой арматурой в виде сварных двутавров.

Прежде всего были поставлены натурные эксперименты на центральное и внецентренное сжатие моделей колонн. Всего было испытано сорок четыре образца: из бетона класса В80, фибробетона и стали С255.

По результатам испытаний на действие сжимающей нагрузки были установлены соответствующие зависимости для напряжений и деформаций в стальном сердечнике и бетоне, был проведён анализ влияния на несущую способность эксцентриситетов приложения нагрузки и большого процента армирования (от 10% до 18%) при применении высокопрочных бетонов.

Разрушение фибробетонных призм характеризовалось плавным снижением модуля деформации, постепенным накоплением трещин; бетонных – резкой потерей несущей способности и хрупким разрушением с хлопком.

Разрушение образцов, в том числе и при значительных эксцентриситетах, происходило плавно, это связано с пластическими свойствами стали.

В ходе испытания моделей из бетона класса В80 и фибробетона было установлено фактическое соотношение

Рис. 21. Схема баретт

распределения напряжений, деформаций и усилий между жёсткой арматурой и бетоном на каждом шаге нагружения.

В целях всестороннего исследования процесса деформирования и разрушения конструкции композитной колонны, а также соответствующего сопоставления с результатами экспериментов было выполнено численное моделирование испытанных образцов на основе метода конечных элементов (МКЭ) в универсальном программном комплексе промышленного типа ANSYS.

Рис. 22. Результаты испытаний на сдвиг: а, б, в) графики осреднения результатов по всем партиям экспериментов; г) диаграмма максимальных значений нагрузки в момент отрыва поверхностей друг от друга

Соответствующие расчёты проводились как в линейной, так и в нелинейной постановках.

Следует отметить, что были использованы реальные характеристики (параметры) материалов, полученные экспериментально. Жёсткая арматура и бетон моделировались объёмными элементами, гибкая арматура моделировалась стержневыми элементами.

По результатам линейного расчёта на центральное и вне-центрнное сжатие было установлено, что напряжения в бетоне в некоторых зонах превышают соответствующие предельные значения, что способствует появлению трещин. В жёсткой арматуре могут появиться пластические деформации.

Таким образом, был выполнен расчёт, учитывающий нелинейные свойства бетона и стали.

Сравнение результатов экспериментов с расчётом показало достаточно близкие значения, при этом соответствующая нормативная методика обеспечивает большой запас прочности.

Имеющиеся эксцентриситеты при действии нагрузки на колонну обуславливают появление в конструкции изгибающих моментов и могут вызвать нарушение сцепления бетона с жёсткой арматурой.

В этой связи были проведены соответствующие испытания на сдвиг, основные цели которых заключались в определении параметров начала разрушения связей, в определении типа разрушения в контактной зоне типа «сталь–бетон» при вдавливании жёсткой арматуры в бетон, а также в анализе возможности повышения прочности сцепления в зоне контакта.

Между сериями образцов наблюдались незначительные отличия прочности сцепления. Для партии образцов из фибробетона и бетона класса В80 следует отметить следующее: для бетона класса В80, в основном, характерен резкий срыв контактной поверхности, тогда как для фибробетона разрушение контактной поверхности происходит плавно.

Следует отметить, что фибробетон разрушался с образованием «рваных» и волосных трещин с обнажением стальной фибры.

Заметим также, что при увеличении длины зоны контакта типа «сталь–бетон» в 1,5 раза величина максимальной нагрузки при отрыве бетона от арматуры возросла практически пропорционально.

В результате усиления жёсткой арматуры продольными стержнями в образцах из фибробетона увеличения прочности практически не удалось добиться.

В целях обоснования результатов выполненных экспериментов, а также для корректного прогнозирования начала разрушения связей в контактной зоне была решена соответствующая краевая задача в постановке, учитывающей контактное взаимодействие элементов в конструкции. Соответствующее численное решение было получено методом конечных элементов.

На совместной границе типа «сталь–бетон» возникают как нормальная, так и касательная составляющие распределённой контактной силы.

До тех пор, пока соответствующие тела склеены друг с другом, касательные силы не зависят от нормальных контактных

сил, однако при нарушении условий контакта (выходе тел из контакта), начинается движение одного относительно другого.

Как известно, важнейшим вопросом моделирования при решении контактных задач является обоснованный правильный выбор соответствующей математической модели взаимодействия контактирующих поверхностей. Механизм разделения связанных поверхностей моделировался контактными элементами. При разработке конечноэлементной модели была учтена симметрия расчётной области. Расчёт выполнялся на четверти модели образца. Были рассмотрены различные варианты сеток, а сама задача решалась как в линейной, так и в нелинейной постановках.

По результатам проведённых расчётных исследований был сделан обоснованный вывод о том, что геометрическая форма жёсткой арматуры оказывает влияние на процесс механического сцепления в зоне контакта. Результаты расчётов хорошо согласуются с результатами экспериментов, а численное моделирование позволяет определять напряжённо-деформированное состояние в контактной зоне в любой точке жёсткой арматуры, меняющееся в процессе нагружения.

Выполненный учёт нелинейных свойств бетона дал возможность получить картину трещинообразования при возрастании нагрузки. Анализ появления и развития пластических деформаций в жёсткой арматуре стал возможен благодаря учёту нелинейных свойств стали. Напряжения в бетоне и арматуре для заданных классов бетона и арматуры оказались ниже соответствующих расчётных значений (за исключением особых точек).

Кроме того, было проведено исследование влияния геометрии профиля жёсткой арматуры на распределение нагрузки между элементами сталежелезобетонной колонны. Изучались три варианта колонн с одинаковой площадью поперечных сечений бетона, гибкой и жёсткой арматуры. Проводился нелинейный расчёт, и определялись нагрузки при появлении трещин в бетоне и пластических деформаций в металле. По результатам расчёта было установлено, что жёсткая арматура из двух накрест расположенных двутавров позволяет обеспечить несущую способность до 21 000 т для принятых размеров сечения. Такое решение является наиболее рациональным из всех рассмотренных вариантов.

Стеклянные стойки

Выполнялись испытания восемнадцати образцов трёх групп моделей из многослойного термоупрочнённого стекла прямоугольного поперечного сечения. Первая группа моделей была по гибкости в обеих плоскостях эквивалентна натурным фасадным стойкам и испытывалась центральным и внецентренным сжатием с некоторым заданным эксцентриситетом. Вторая группа моделей испытывалась на чистый изгиб, а третья группа моделей испытывалась центральным сжатием. Для всех моделей применялись термоупрочнённые стекла толщиной 12 мм, клеевые прослойки имели толщину 0,89 мм. В ходе испытаний моделей на сжатие была обеспечена шарнирная работа верхней и нижней опор стоек, выдержаны исследуемый эксцентриситет, а также шарнирное опирание для балок.

По результатам испытаний были получены величины разрушающих нагрузок по появлению первой трещины (начальное разрушение и полное разрушение). Полное разрушение гибких образцов-стоек при нормальном нагружении происходит после потери устойчивости. Отметим, что при испытании образцов коротких балок полное разрушение наступало сразу после появления первых трещин. Для центрально-сжатых призм малой гибкости была характерна большая разница между напряжениями начального и полного разрушения – в 1,4...2,8 раза.

Значения модуля упругости стеклянных многослойных образцов были различными для главных осей сечения и составляли: в направлении перпендикулярном слоям стекла – 30 000 МПа; в направлении вдоль слоёв стекла – 60 000 МПа. Для соответствующего расчёта конструкции по деформациям принимался модуль упругости 12 500 МПа.

Мониторинг

В соответствии с действующими нормативными документами, для обеспечения безопасности возведения и эксплуатации уникальных зданий в рамках проведения научно-технического сопровождения (НТС) строительства был организован целый комплекс необходимых мероприятий по постоянному мониторингу напряжённо-деформированного состояния (НДС) конструкций.

Основная цель проведения этого мониторинга заключается в минимизации вероятности возникновения аварийных ситуаций, обусловленных неопределённостями в работе несущих конструкций здания и грунтов основания.

Программа мониторинга фундаментов и надземной части Башни была разработана специалистами компаний «SAMSUNG C&T», ЗАО «ГОРПРОЕКТ», «СОДИС ЛАБ», «ИНФОРСПРОЕКТ» и НИЦ «Строительство» (НИИОСП им. Н.М. Герсевича) (рис. 23, 24).

В целях контроля параметров соответствующего напряжённо-деформированного состояния на стержни рабочей арматуры нижней плиты, стен-диафрагм и верхней плиты было установлено в общей сложности 1210 струнных тензометров, объединённых в 196 створов

Рис. 23. Схема мониторинга Башни: а) виды мониторинга; б) места расположения датчиков

Надземная часть Башни была оборудована автоматизированной системой мониторинга относительных деформаций, состоящей из 1257 струнных тензометров различного типа. Это оборудование используется для измерения осевых деформаций композитных колонн на типовых этажах, вертикальных и горизонтальных деформаций стен железобетонного ядра, комплексного мониторинга деформации аутриггерных ферм и металлоконструкций шпиля.

Мониторинг планово-высотных перемещений верхней точки здания в режиме «online» (то есть в режиме реального времени) с соответствующей постобработкой выполняется с использованием системы спутникового геодезического мониторинга. Спутниковый мониторинг перемещений верхней точки совместно с результатами мониторинга кренов и колебаний предоставляет необходимую исчерпывающую информацию о деформации оси здания.

Установка двух метеостанций позволит выполнять корреляционный анализ параметров напряжённо-деформированного состояния и отделять изменения параметров, вызванных деградацией строительных конструкций от сезонных и климатических изменений.

Литература

1. Травуш, В.И. Бетонирование нижней плиты коробчатого фундамента комплекса «Лакhta центр» / В.И. Травуш, А.И. Шахворостов // Высотные здания. – 2015. – № 1. – С. 92–101.
2. Экспериментальные исследования сталежелезобетонных конструкций на внецентренное сжатие / Травуш В.И., Конин Д.В., Рожкова Л.С. [и др.] // Academia. Архитектура и строительство. – 2016. – № 3. – С. 127–135.

3. «Лакhta Центр»: автоматизированный мониторинг деформаций несущих конструкций и основания / Травуш В.И., Шахрамьян А.М., Колотовичев Ю.А. [и др.] // Academia. Архитектура и строительство. – 2018. – № 4. – С. 94–108.

References

1. Travush V.I., Shakhvorostov A.I. Betonirovanie nizhnei plity korobchatogo fundamenta kompleksa «Lakhta Tsentra» [Concreting the bottom plate of the box foundation of the Lakhta Center complex]. *Vysotnye zdaniya* [High rise buildings], 2015, no.1, pp. 92–101. (In Russ.)
2. Travush V.I., Konin D.V., Rozhkova L.S., Krylov A.S., Kaprielov S.S., Chilin I.A., Martirosyan A.S., Fimkin A.I. Eksperimental'nye issledovaniya stalezhelezobetonnykh konstrukttsii na vnetsentrennoe szhatie [Experimental studies of steel-reinforced concrete structures for eccentric compression]. *Academia. Arkhitektura i stroitel'stvo* [Academy. Architecture and construction], 2016, no. 3, pp.127–135. (In Russ., abstr. in Engl.)
4. Travush V.I., Shakhraman'yan A.M., Kolotovichev Yu.A., Shakhvorostov A.I., Desyatkin M.V., Shulyat'ev O.A., Shulyat'ev S.O. «Lakhta Tsentra»: avtomatizirovannyi monitoring deformatsii nesushchikh konstrukttsii i osnovaniya [Lakhta Center: automated monitoring of deformations of load-bearing structures and foundations]. *Academia. Arkhitektura i stroitel'stvo* [Academy. Architecture and construction]. 2018, no.4, pp. 94–108. (In Russ., abstr. in Engl.)

Илюхина Елена Анатольевна (Санкт-Петербург). Кандидат экономических наук. Генеральный директор АО «Многофункциональный комплекс «Лакhta центр»» (197229, Санкт-Петербург, Лакhtинский пр., д.2, корп. 3).

Лакhман Сергей Ильич (Москва). Кандидат экономических наук. Генеральный директор ЗАО «Горпроект» (105064, Москва, Нижний Сусальный переулок, д.5, стр. 5А. Горпроект).

Миллер Алексей Борисович (Москва). Кандидат экономических наук. Председатель правления ПАО «Газпром» (117420, Москва, ул. Намёткина, 16. ПАО «Газпром»).

Травуш Владимир Ильич (Москва). Доктор технических наук, профессор, академик РААСН. Вице-президент РААСН; Главный конструктор ЗАО «Горпроект» (105064, Москва, Нижний Сусальный переулок, д.5, стр. 5А. Горпроект). Эл.почта: travush@mail.ru.

Ilyukhina Elena Anatolyevna (St. Petersburg). Candidate of economic sciences. General Director of AO "Multifunctional complex "Lakhta Center" (2 Lakhtinsky Prospekt, building 3, St. Petersburg, 197229).

Lakhman Sergey Ilyich (Moscow). Candidate of economic sciences. General Director of ZAO "Gorproekt" (5 Nizhny Susalnylane, build. 5A, Moscow, 105064. ZAO "Gorproekt").

Miller Alexey Borisovich (Moscow). Candidate of economic sciences. Chairman of the Management Committee of PAO "Gazprom" (16 Nametkina St., Moscow, 117420. PAO "Gazprom").

Travush Vladimir Ilyich (Moscow). Doctor of Technical Sciences, Professor, Academician of RAACS. Vice-President of RAACS (24 Bolshaya Dmitrovka, build. 1, Moscow, 107031), Chief Structural Engineer of ZAO "Gorproekt" (5 Nizhny Susalnylane, build. 5A, Moscow, 105064. ZAO "Gorproekt"). Tel.: +7 (495) 650-77-83. E-mail: travush@raasn.ru.