

## ВЫСОТНОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО В САНКТ-ПЕТЕРБУРГЕ

**В. М. УЛИЦКИЙ** – д-р. техн. наук, профессор, лауреат государственной премии, научный руководитель «НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект», зав. кафедрой оснований и фундаментов ПГУПС, председатель ГЭККОФиПС, г. Санкт-Петербург.

**А. Г. ШАШКИН** – канд. техн. наук, член РОМГГиФ, генеральный директор НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект», г. Санкт-Петербург.

**К. Г. ШАШКИН** – канд. техн. наук, член РОМГГиФ, ведущий специалист НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект», г. Санкт-Петербург.

В статье рассмотрена сложившаяся практика проектирования и строительства зданий повышенной этажности, рассмотрены исторические примеры строительства высоких зданий в Санкт-Петербурге. Отмечается, что переход к строительству высотных зданий требует принципиального изменения подхода к проектированию и расчету таких зданий.

### ГОТОВЫ ЛИ МЫ К НЕМУ?

Санкт-Петербург возник на «мшистых, топких берегах» дельты Невы, лишенных перепадов рельефа. Абсолютная отметка поверхности земли в центре сегодня колеблется от + 2,5 м до + 3,5 м. На протяжении 200 лет застройка города велась по строгому регламенту, ограничивающему высоту жилых и общественных зданий уровнем карниза Зимнего дворца (23,4 м). Этому регламенту мы во многом обязаны тем неповторимым городским пейзажем, который принес Петербургу славу одного из красивейших городов мира.

Но этим отнюдь не исчерпывается значение высотного регламента для Санкт-Петербурга. В современном геотехническом понимании регламентирование высоты застройки есть ограничение давления на основание, что было чрезвычайно существенным для сложных инженерно-геологических условий города.

В качестве естественного основания для бутовых фундаментов использовался приповерхностный слой пылеватых и мелких песков, залегающий на глубину до нескольких метров. Если у поверхности встречались глинистые грунты (которые уже тогда именовались слабыми), их стремились «уплотнить» деревянными сваями длиной 6...8 м, по которым устраивался деревянный настил

(ростверк). Распространенным приемом была укладка бута (известняковых плит, реже гранитных валунов) в траншею поверх настила из деревянных лежней.

Слой песков, залегающий под подошвой фундаментов, или уплотненное сваями основание играли роль распределительной подушки, передающей нагрузку от фундамента на подстилающую толщу слабых грунтов.

Следует признать, что ограничение высоты рядовой застройки оказалось весьма эффективным: при соответствующем уровне нагрузок на слабые подстилающие грунты основания и обычных для того времени скоростях их приложения, как правило, удавалось избежать выпора грунтов из-под подошвы. Осадки носили длительный (реологический) характер, с годами уменьшаясь по интенсивности до осадок «вековой» ползучести, которые и по сей день прослеживаются у исторической застройки города и составляют 1...3 мм в год.

Самое известное высотное (и самое тяжелое) здание города – Исаакиевский собор – крупнейший православный храм мира (рис. 1).

Строительство здания началось с откопки котлована глубиной 5 м, со дна которого были забиты 24000 сосновых свай диаметром 26 см и длиной 8,4 м под столбы и 6,3 м под стены [1]. В составе свайного поля использовались сваи, забитые при строительстве предшест-

© В. М. Улицкий, А. Г. Шашкин, К. Г. Шашкин, 2005

Internet: [www.georec.spb.ru](http://www.georec.spb.ru)

вующего собора (по проекту А. Ринальди). Общее количество этих свай составляло 13000, длина – 10,5 м под столбами и 8,4 м – под стенами. Между сваями был втрамбован щебень, пролитый известково-песчаным раствором, а поверх свайного поля устроен массивный ростверк толщиной 7,5 м из известняковой кладки и гранитных блоков.

Общая длина собора составила 102 м, ширина – 92 м, высота – 101,5 м, вес – 300 тыс. т, из которых 100 тыс. т. приходится на плиту ростверка. Инженерно-геологические условия основания характерны для центра города (рис. 2).

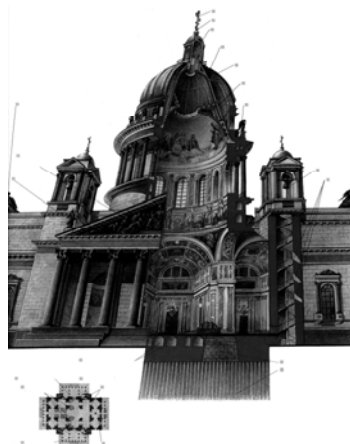


Рис. 1. Исакиевский собор

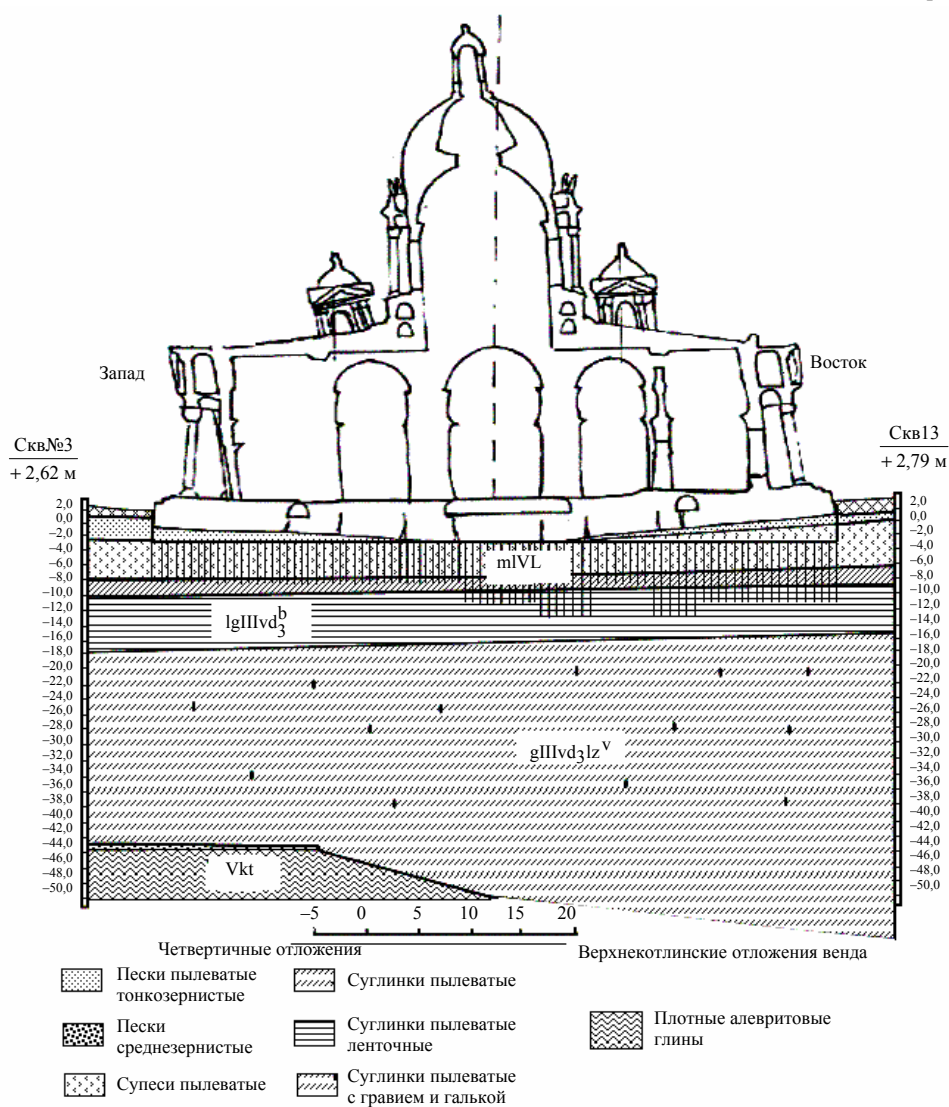


Рис. 2. Геолого-литологический разрез основания Исакиевского собора [1]

Деформации собора начались уже в процессе его почти полувекового строительства. Западная часть осела больше, чем восточная, базирующаяся на сваях, оставшихся от постройки А. Ринальди. Из-за неравномерного нагружения (максимальное – под куполом, минимальное – под портиками) здание получило осадочные деформации в форме прогиба. Колонны портика стали наклоняться внутрь здания, возникла угроза их разрушения [2]. В 1873 г., т. е. меньше чем через 15 лет после окончания строительства собора, были начаты работы по выпрямлению портиков. Были устроены силовые леса, воспринимающие нагрузку от фронтона; верхнюю часть колонн вырубали и с помощью клиньев выправляли крен. Далее на колонны заводили гранитные блоки, с помощью которых передавали нагрузку от фронтона на колонны.

В начале XX в. профессор Института гражданских инженеров (ныне СПбГАСУ) А. И. Дмитриев писал в отчете о причинах осадки собора: «Ввиду того, что сваи, не достигая плотного грунта, держатся только трением о грунт, происходит постоянная осадка собора».

После Великой Отечественной войны в связи с возникновением трещин в модульонах возник вопрос о необходимости закрытия и срочного усиления собора. Согласно исследованиям профессора Б. Д. Васильева (заведующего кафедрой оснований и фундаментов ЛИСИ), трещины не имели осадочного происхождения, а были обусловлены температурными деформациями неотапливаемого здания в годы блокады.

В 1983 г. по результатам съемки территории, примыкающей к зданию собора (проведенной профессором СПбГАСУ С. Н. Сотниковым), было зафиксировано наличие «осадочной воронки» и выпора грунта с южной, западной и северо-западной сторон [3]. Наибольшая разница отметок поверхности составила 0,85 м.

К сожалению, постоянный мониторинг состояния столь значимого памятника до сих пор не организован, что не позволяет следить за его техническим состоянием. Полагаем, что Исаакиевский собор заслуживает постоянного внимания специалистов, для чего необходимо соответствующее финансирование.

Исаакиевский собор остается для нас примером принципиальной возможности строительства тяжелого высотного здания на слабых грунтах. Отметим, что успех обусловлен достаточно высокой пространственной жесткостью здания, обусловленной чрезмерной массивностью его конструкций (стены храма достигают 5 м, толщина сводов – 1,25 м), а также близким к пирамидальному построением сечения (что способствует выравниванию контактной эпюры давления от «жесткой» нагрузки). Бесперспективность достижения успеха в высотном строительстве таким путем стала очевидна еще на рубеже XIX и XX вв., когда в Соединенных Штатах активно велось строительство «кирпичных небоскребов».

Санкт-Петербург обладает одним из удивительных строений, которое не стало первым российским небоскребом американского образца только благодаря действующему в столице высотному регламенту. Речь идет о знаменитом доме Зингера (бывш. «Доме Книги») на углу Невского пр. и канала Грибоедова (рис. 3).



Рис. 3. «Дом Книги» на углу Невского пр. и канала Грибоедова

Здание было построено в 1902–1904 гг. по проекту петербургского архитектора графа П. Ю. Сюзора в стиле модерн. Участок застройкой размером 28,5×53 м был куплен за 1,0 млн р., что даже для центра Санкт-Петербурга по тем временам было довольно дорого. Компания «Зингер» собиралась построить высотное здание с одной лестницей и

несколькими лифтами, но уже после покупки участка была неприятно удивлена ограничением высоты застройки в городе. Единственной возможностью обойти запрет было устройство башенки (вытянутого застекленного купола) и мансардного этажа. Впервые в России для увеличения размеров окон и уменьшения простенков несущая конструкция была выполнена по типу американских высотных зданий. Основная часть здания вдоль канала Грибоедова и Невского пр. имеет металлический остов, заключенный внутри кирпичной кладки стен. Согласно обследованию «НПО «Геореконструкция-Фундамент-проект» [4], металлический каркас здания (колонны, перемычки, ригели и балки) является несущей конструкцией для перекрытий и покрытия, а кирпичные простенки – самонесущими. Стойки каркаса обложены кирпичом на цементном растворе. Узел сопряжения стоек в уровне пола 5-го этажа приведен на рис. 4: ветви стойки каркаса выполнены из двутавра № 30, база стойки чугунная; стойка выполнена цельной на два этажа. Стык стоек – в уровне плинтуса пола. Все соединения – на заклепках и болтах.



Рис.4. Узел сопряжения стоек в уровне пола 5-го этажа

Но идея «металлокирпичных» небоскребов быстро исчерпала себя: слишком велик был вес конструкций такого здания. Высотное строительство в Северной Америке пошло по пути применения металлического каркаса и железобетонных конструкций.

Наверное, не стоит огорчаться по поводу несостоявшегося небоскреба на Невском пр. –

он бы нарушил гармонию исторического центра. В современном Петербурге за пределами города конца XIX в. имеются обширные зоны малопривлекательной застройки, которые строительство высотных зданий только украсило бы. К тому же инженерно-геологические условия в этих районах значительно более благоприятны, чем в островной части города.

До 60-х гг. прошлого столетия дореволюционное ограничение этажности оставалось в силе, что объяснялось прежде всего отсутствием принципиальных изменений в геотехнологиях. Фундаменты возводились преимущественно на естественном основании, ленточными, хотя вместо бутовой кладки все чаще использовался бетон. Применение забивных железобетонных свай привело к повышению этажности зданий. Рядовая застройка 70–80-х гг. XX в. достигала уже 10–14 этажей. На Московском пр., у въезда в город, были возведены два 22-этажных здания, самых высоких на тот момент в городе.

Со второй половины 1990-х гг. на отечественном строительном рынке стали появляться современные зарубежные геотехнологии, успешно осваиваемые российскими подрядчиками.

Диктуемое рыночными отношениями стремление к повышению этажности застройки привело к появлению в городе зданий высотой 16, 18, в последнее время – 25 этажей. Здания такой высоты, конечно же, нельзя назвать небоскребами, но их строительство в сложных инженерно-геологических условиях нашего города является очень непростой задачей. Привычное понятие «слабый грунт» (традиционно относимое нами к текучим и текучепластичным морским и озерноледниковым глинистым отложениям центральной части города) с ростом этажности и, следовательно, нагрузок на основание, существенно меняет свое содержание. При нагрузках более 300 кПа «слабыми грунтами» оказываются уже тугопластичные моренные отложения.

В Петербурге практически отсутствует опыт проектирования зданий повышенной этажности. Проекты 16 и 25-этажных зданий представляют собой, по сути, «развитие» решений, апробированных для зданий высо-

той 9–14 этажей. Между тем для проектирования зданий повышенной этажности (не говоря уже о высотных) требуются совершенно иные подходы, отличающиеся от привычной схемы проектирования (в которой сначала формируется «образ» здания, затем – планировка квартир (помещений), а потом конструктору предлагается «придумать», как это построить). При строительстве таких зданий архитектор обязан мыслить «конструктивно», обеспечить их прочность и устойчивость.

К сожалению, столь банальные требования, как обеспечение прочности и устойчивости зданий, обретают весьма нетрадиционное наполнение при рассмотрении зданий повышенной этажности. Чтобы лучше почувствовать это, обратимся к одной из самых известных строительных ошибок последнего времени – жилому дому на Шипкинском пер. в Санкт-Петербурге, который к концу 2003 г. получил крен 80 см (к настоящему времени в результате проведения противоаварийных работ крен выправлен).

Здание имеет всего 17 этажей, трапециевидный план с примерным отношением длины к ширине 2:1; возведено на сплошной монолитной железобетонной плите толщиной 800 мм с глубиной заложения порядка 3,0 м от дневной поверхности (рис. 5).



Рис. 5. Жилой дом на Шипкинском пер.

Казалось бы, при действующих давлениях на основание такой фундамент возможен как по абсолютным осадкам, так и по их неравномерности. При этом давление по подошве почти не превышает расчетного сопротивления основания. Опыт проектирова-

ния, строительства и эксплуатации зданий высотой в 9–12 этажей свидетельствует о возможности принятия для данного здания наиболее дешевого фундамента – сплошной монолитной плиты. Вот здесь-то и начинается разрыв между «опытом» предшествующего проектирования и реальным поведением высотных зданий на податливом основании (под высотным будем подразумевать здание, поперечный размер сечения которого существенно меньше высоты).

Прежде всего, задумаемся: какой параметр деформаций (абсолютная осадка, относительная неравномерность осадок, крен) наиболее важен для высотного здания? Обычный опыт подсказывает, что это относительная неравномерность осадок и, следовательно, их абсолютная величина, поскольку при возрастании последней увеличивается и неравномерность осадок.

Но высотное здание должно обладать высокой пространственной жесткостью и взаимодействовать с основанием по схеме, близкой к жесткому штампу. В этом случае на первое место выступает их *крен*, а не неравномерность осадок.

Среди проектировщиков распространено мнение: если давление на основание меньше расчетного сопротивления грунта – проблем не будет. В действительности же расчетное сопротивление является условной величиной, ограничивающей возможность применения линейной зависимости между напряжениями и деформациями для расчета осадок.

Считается, что при давлении, равном расчетному сопротивлению, под подошвой фундамента развиваются локальные зоны пластических деформаций на глубину не более четверти ширины подошвы. В этом случае нелинейность зависимости осадки от нагрузки проявляется весьма незначительно. (Забегая вперед, отметим, что здесь не идет речь о крене). Каков же реальный размер допустимой зоны развития пластических деформаций, равной  $1/4b$ , где  $b$  – ширина подошвы фундамента, если рассматривается не отдельный фундамент шириной  $b = 2...3$  м, а фундаментная плита под всё здание, у которой  $b = 20$  м? Оказывается, что пользуясь методикой СНиПа, мы допускаем развитие зоны

пластических деформаций на глубину 5 м(!) в основании.

Следовательно, мы имеем право построить здание с развитием зон пластики в основании на глубину более 5 м. Дом на Шипкинском пер. является наглядным примером такого «соответствия» нормам.

Изначально это здание имело незначительный эксцентриситет приложения результирующей нагрузки относительно геометрического центра сечения, равный 20 см. Этот эксцентриситет обуславливает смещение поверху на 17 см. Казалось бы, опасаться нечего. Но при смещении эксцентриситет нагрузки увеличивается, что приводит к дополнительному смещению поверху до 30 см. Здание становится восприимчивым к любому, даже незначительному, внешнему воздействию. Если смоделировать канализационный коллектор, проходящий в 2 м от накренившегося угла здания на глубине 4,0 м от поверхности, а также неуплотненную обратную засыпку траншеи коллектора, решение задачи становится расходящимся, крены возрастают во много раз (рис. 6). Сказанное, однако, не означает потерю устойчивости основания в привычном понимании этого явления.

Пояснить этот эффект можно простым примером: если карандаш, вертикально поставленный на стол, падает от какого-то случайного воздействия, из этого не следует, что потеряла устойчивость столешница. Потеряла устойчивость сама наша модель – карандаш.

Естественно, что на сжимаемом податливом основании падение нашей модели будет еще более вероятным. Отсюда очевидно, что для обеспечения устойчивости высотных зданий необходимо обеспечить их *жесткое защемление* в основании.

Как показывают сопоставительные расчеты, в отличие от относительной неравномерности осадок, крены здания, вычисленные по линейной и нелинейной моделям, различаются весьма значительно (до 1,5...2,2 раз) даже при нагрузках на основание, находящихся в пределах расчетного сопротивления грунта. Поэтому основание высотных зданий следует рассчитывать только по нелинейным моделям. Останемся на этом подробнее.

Под краями жесткого фундамента, как известно, образуются зоны пластических деформаций. При величине среднего давления по подошве фундамента, не превышающей расчетного сопротивления, эти зоны не оказы-

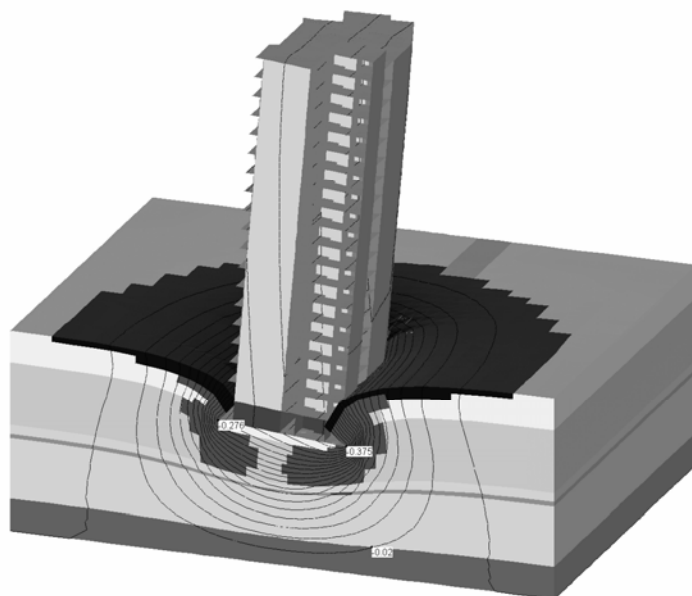


Рис. 6. Деформированная схема и изолинии осадок здания

вают существенного влияния на величину осадки фундамента. Этому хорошо известно факту соответствует кривая 1 на рис. 7. Однако следует учитывать, что величина крена фундамента по упругому решению (по методике, изложенной в СНиПе) значительно отличается от полученной при решении по упругопластической модели грунта: при нагрузке, равной расчетному сопротивлению, крен здания может в 1,5 раза превышать рассчитанный по методике норм (см. кривую 2 на рис. 7). Для высотного здания (при высоком положении центра тяжести надземной конструкции), как уже отмечалось, необходимо учитывать дополнительный эксцентриситет, появляющийся при смещении центра тяжести вследствие крена здания. Как показывает решение с учетом такой простейшей геометрической нелинейности, крен фундаментов высотного здания при среднем давлении по подошве, равном расчетному сопротивлению грунта, может увеличиваться до двух раз по сравнению с полученным при решении упругой задачи (кривая 3 на рис. 7). Графики на рис. 7 изображены на координатной плоскости в относительных единицах, поэтому их вид сохраняется для грунтов основания с разными физико-механическими характеристиками и для различных размеров фундаментов.

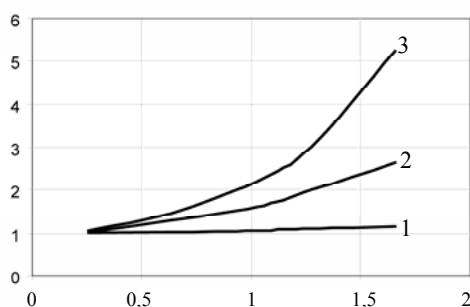


Рис. 7. Графики изменения отношения величин осадки и крена по упругопластическому и упругому решениям в зависимости от отношения нагрузки и расчетному сопротивлению: 1 —  $S_{pl}/S_{el}$  — соотношение величин осадок по упругопластическому и упругому решениям; 2 —  $i_{pl}/i_{el}$  — соотношение величин крена по упругопластическому и упругому решениям; 3 —  $i_{pl, def}/i_{el}$  — соотношение величин крена по деформированной схеме и по упругому решениям

Рассмотрим систему ограничений, накладываемых на величины вертикальных нагрузок на фундамент и моментов действующими отечественными нормами. Для наглядной оценки допустимых величин нагрузок удобно использовать диаграмму в осях «нагрузка-момент» (рис. 8).

Прямые 1, 2 и 3 соответствуют стандартным ограничениям на величины нагрузок и моментов для условной линейной эпюры контактных давлений:

$$\frac{N}{A} - \frac{M}{W} \geq 0, \quad \frac{N}{A} \leq R, \quad \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \leq 1,2R,$$

где  $A$  — площадь фундамента;  $W$  — момент сопротивления площади фундамента;  $R$  — расчетное сопротивление грунта.

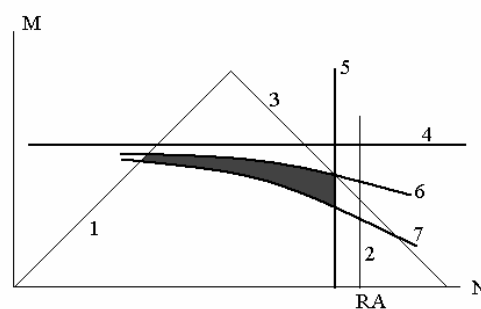


Рис. 8. Область допустимых значений нагрузок на фундаменты по второй группе предельных состояний

Прямые 4 и 5 ограничивают допустимые величины вертикальных нагрузок и моментов по предельным величинам крена фундамента и его осадки соответственно. Их положение по отношению к прямым 1, 2 и 3 может быть различным, поэтому конкретная форма области допустимых величин нагрузок на фундамент может отличаться от изображенной на рис. 8. При учете дополнительного эксцентриситета величина крена будет зависеть от величины вертикальной нагрузки. В результате крен увеличится по сравнению с линейным решением. Следовательно, допустимый момент, соответствующий предельной величине крена, будет меньше, и область допустимых значений нагрузок будет ограничена кривой 4. Однако, как было показано ранее, при учете нелинейной работы грунта величина крена

может значительно превышать получаемую по расчету в упругой постановке, поэтому предельно допустимые значения моментов оказываются соответственно меньшими и реальная зона допустимых значений нагрузок должна быть ограничена кривой 7. Таким образом, при расчетах по второй группе предельных состояний крайне важно использовать современные методы учета физической нелинейности работы грунта. В противном случае при попадании величин фундаментных нагрузок в заштрихованную зону (рис. 8) реальная величина крена может превысить предельно допустимую величину.

Рассмотрим расчет фундаментов высотных зданий по первой группе предельных состояний. Для исследования области допустимых нагрузок снова построим диаграмму в осях «нагрузка–момент» (рис. 9.)

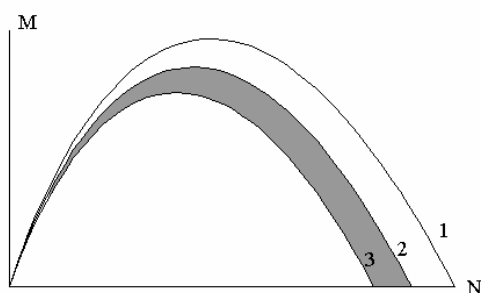


Рис. 9. Область допустимых значений нагрузок на фундаменты по первой группе предельных состояний (по СНиП 2.02.01–83\*)

Кривая 1 получена путем подстановки в выражение для предельной нагрузки величины

$$b' = b - 2 \frac{M}{N}$$

и решения уравнения относительно момента. При учете дополнительного эксцентриситета, как это нетрудно получить из аналитического решения простейшей геометрически нелинейной задачи, величина момента будет определяться выражением

$$M = M_0 + \frac{i_0 H N}{1 - i_0 H N / M_0},$$

где  $M_0$  – начальный момент;  $i_0$  – крен фундамента по упругой модели (по методике СНиП);  $H$  – высота центра тяжести надземных конструкций. При подстановке выражения для момента в формулу несущей способности и решении уравнения относительно начального момента  $M_0$  получим кривую 2 на рис. 9. Как видно на рис. 9, при учете дополнительного эксцентриситета величина предельной нагрузки на основание может значительно снизиться. Поскольку крен, получаемый по упруго-пластической модели, может значительно превышать вычисленный по упругому решению, область допустимых значений нагрузок на фундаменты наиболее корректно ограничивать кривой 3, которую можно получить из решения серии нелинейных задач. Попадание величин нагрузок в заштрихованную область (см. рис. 9) представляется крайне опасным, поскольку может привести к катастрофическому увеличению крена и разрушению здания.

Известно, что крен зданий обуславливается следующими основными причинами: пространственной неоднородностью грунтов основания и асимметричностью поля нагрузок. Но имеется еще одна не столь очевидная причина развития крена: значительная асимметрия в распределении жесткостей здания. Такая ситуация была выявлена при расчете 25-этажного здания в Санкт-Петербурге высотой 83 м (рис. 10).

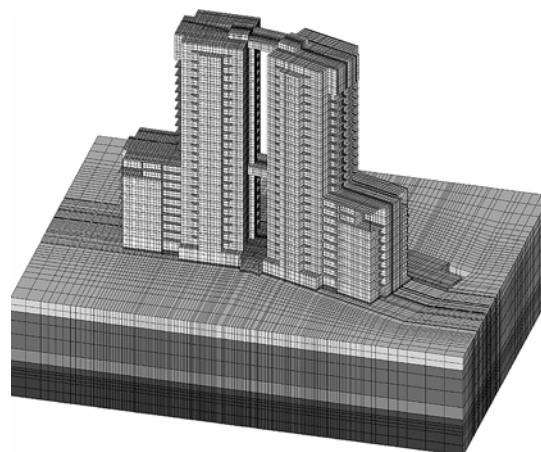


Рис. 10. Расчетная схема здания высотой 83 м в Санкт-Петербурге



Здание абсолютно симметрично по архитектурно-планировочному решению за исключением участка в одном крыле, где поперечные стены цокольного и первого этажей прорезаны значительными проемами для устройства бассейна. Это привело к перераспределению напряжений в коробке здания, в результате чего усилия передавались на основание преимущественно через более жесткие стены, не ослабленные проемами (рис. 11). Таким образом, нагрузка передавалась на основание эксцентрично, что привело к крену здания в плоскости поперечных стен до 9 см поверху.

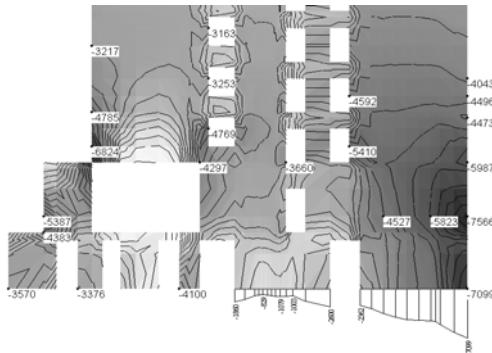


Рис. 11. Изолинии вертикальных нормальных напряжений (кПа) в поперечной стене, приводящих к неравномерному нагружению основания и крену здания вправо (фрагмент расчетной схемы – низ поперечной стены здания)

Таким образом, для удовлетворения требований СНиПа по обеспечению устойчивости фундаментов высотных зданий и ограничению их деформаций обычных инженерных методов расчета явно недостаточно. Требуются пространственные нелинейные расчеты, учитывающие совместную работу основания и надземных конструкций здания. Такие расчеты позволят не только рассчитать напряженно-деформированное состояние основания, но и оценить уровень усилий в конструкциях, а следовательно, предотвратить появление недопустимых величин усилий в элементах конструкции.

Особое внимание при расчетах высотных зданий следует уделять влиянию динамических нагрузок. В районах с низкой сейсмической активностью основным источником динамических воздействий для жилых зданий,

как правило, является динамическая составляющая ветровой нагрузки. Воздействие ветровых нагрузок на высотные здания может приводить к значительным амплитудам колебаний на верхних этажах здания. Это может негативно сказываться на самочувствии людей в помещениях и вызвать дополнительные напряжения в надземных конструкциях и грунтах основания. Поэтому система «основание–фундамент–здание» для восприятия динамических нагрузок должна обладать достаточной жесткостью.

Обычно при расчете здания на динамическую составляющую ветровых нагрузок ограничиваются рассмотрением надземных конструкций здания. При этом расчет амплитуд колебаний здания обычно проводят методом разложения по собственным формам колебаний (модальной суперпозиции). Такой метод требует решения задачи о собственных колебаниях здания, т. е. определения необходимого количества первых частот и форм собственных колебаний. При рассмотрении влияния основания на параметры колебаний здания такой метод, как правило, не позволяет учесть динамическую работу пространственного массива грунта из-за чрезвычайной вычислительной сложности задачи на собственные значения для систем высокой размерности. В результате такой подход приводит к необходимости использования упрощенных моделей основания с применением понятия «присоединенной массы», что снижает точность совместных динамических расчетов.

Более перспективным представляется прямое интегрирование уравнений колебаний системы «основание–фундамент–здания» во времени. Такой подход при необходимости позволяет рассчитать динамическое поведение конструкции и грунта с учетом нелинейных явлений.

Рассмотрим динамический расчет высотного монолитного 25-этажного здания. При расчете без учета деформаций основания спектр собственных колебаний здания, полученный с помощью прямого интегрирования дифференциальных уравнений во времени, совпадает со спектром, известным из решения задачи на собственные частоты (рис. 12). В спектре отчетливо выявляются несколько

первых частот собственных колебаний, максимальные амплитуды соответствуют частотам около 1 Гц.

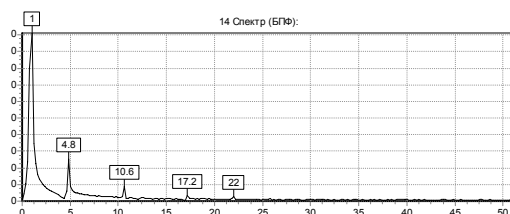


Рис. 12. Спектр колебаний 25-этажного монолитного здания без учета деформируемости основания

При расчете подобного здания на естественном основании (при динамическом модуле грунта 100 МПа) спектр колебаний существенно изменяется (рис. 13). Наибольшая амплитуда связана с колебанием здания как единого целого на податливом основании. Частота таких колебаний составляет около 0,4 Гц, а амплитуда смещений верхних этажей значительно больше, чем при расчете без учета податливости основания. Более высокие частоты колебаний вносят существенно меньший вклад в величины напряжений в конструкциях и грунтах.

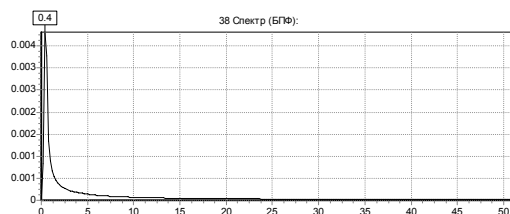
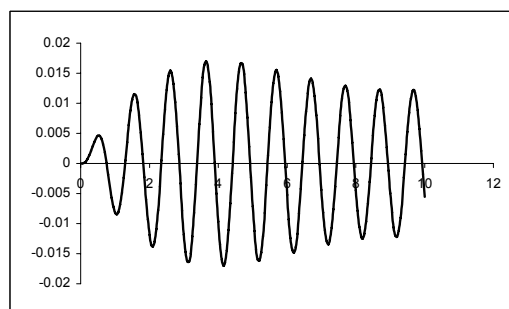


Рис. 13. Спектр колебаний 25-этажного монолитного здания на естественном основании со средним динамическим модулем 100 МПа

При расчете здания на свайном основании первая собственная частота колебаний здания увеличивается и занимает промежуточное положение между первой частотой, полученной для фундамента на естественном и неподатливом основании.

Амплитуды колебаний от динамической составляющей ветровой нагрузки на податливом и неподатливом основаниях могут существенно различаться. В данном примере это различие превышало 100% (рис. 14).

а



б

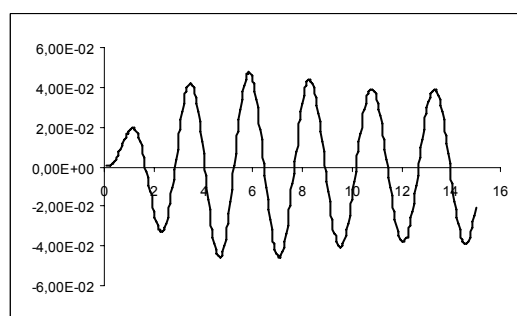


Рис. 14. Амплитуды смещения верхнего этажа здания от динамической составляющей ветровой нагрузки: а – по расчету на неподатливом основании; б – по расчету с учетом податливости основания для здания на естественном основании

Таким образом, при проектировании зданий на податливом основании необходим учет совместной работы надземных конструкций, фундаментов и грунтов основания.

Не следует забывать, что небоскребы Чикаго и Нью-Йорка построены на надежном скальном основании. Там, где скала перекрывалась толщей осадочных отложений, эти грунты проходились сваями. В Петербурге скальное основание покрыто 200-метровым чехлом осадочных пород и его невозможно использовать в качестве несущего слоя.

Невозможность безосадоного строительства выдвигает особые требования к проектированию высотных зданий, прежде всего к обеспечению их пространственной жесткости и устойчивости. Конструкция высотного здания должна сопротивляться не только сжимающим, но и изгибным и крутящим нагрузкам. Теоретически такими свойствами может обладать только каркас из металла или

железобетона. В мировой практике это известно с первой трети XX в.

Как ни странно, в Санкт-Петербурге до сих пор делаются попытки возведения зданий повышенной этажности из кирпича. Строительство 20-этажного кирпичного здания весьма проблематично хотя бы из-за истощения сопротивления кладки сжатию.

Первым опытом проектирования высотного здания в Петербурге стала так называемая башня «Петр Великий» высотой 120 м, которую предполагалось расположить в устье р. Смоленки на Васильевском острове. Следует отметить, что проектирование проводилось институтом ЛенНИИпроект с должным профессионализмом. Здание было запроектировано с жестким центральным ядром по принципу «труба в трубе», особое внимание уделялось деформациям здания. Причиной приостановки осуществления проекта стал вывод о необходимости устройства свай длиной порядка 100 м, что в начале 90-х гг. ушедшего века казалось нереальным.

В последние годы появились идеи строительства столь же высоких зданий на территориях с более благоприятными грунтовыми условиями. Весьма показательным примером является проектирование 100-метрового здания в южной части города. Его предполагалось возвести между двумя уже построенными 6-этажными корпусами. Некогда здесь планировалось возведение 17-этажного здания (небоскреба по тогдашним меркам). Институт «Фундаментпроект» настаивал на опережающем строительстве среднего корпуса по отношению к боковым корпусам. Но это основополагающее условие было проигнорировано. Сегодняшняя задача – возведение здесь вдвое более высокого здания – чрезвычайно сложна. Даже устройство длинных свай (более 30 м) не позволяет снизить осадки здания до уровня, безопасного для существующих строений. Курьез проектного предложения состоит в том, что высотное здание решено в неполном каркасе с использованием кирпичных (!) стен, при этом многоэтажная коробка не имеет ядер жесткости, адекватных решаемой задаче, и «посажена» на первый этаж меньшей площади (за счет встроженных пожарных проездов). Одна только

ветровая нагрузка приводит к раскачиванию верха здания почти на метр!

Появление подобных проектов является ярким примером попытки экстраполяции типовых решений, пригодных для малоэтажной застройки, на высотное строительство, что подтверждает неготовность к проектированию высотных зданий.

В связи с этим представляется необходимым изучение зарубежного опыта высотного строительства. Особый интерес для нас представляют высотные здания во Франкфурте-на-Майне и Берлине, возведенные на мощной толще осадочных отложений. Интересен также опыт выправления кренов высотных зданий в Сан-Паулу (Бразилия). Изучение передового зарубежного опыта не исключает необходимости изучения азов проектирования и конструирования высотных зданий, которые изложены в многочисленных публикациях, в том числе переведенных на русский язык. Понимание того, что проектирование высотного здания – это специфическая задача, требующая привлечения конструктора и геотехника уже на этапе рождения архитектурного замысла, является залогом успешного решения этой задачи.

### Список литературы

1. Дашко Р. Э., Александрова О. Ю. Инженерно-геологический и геоэкологический анализ причин деформаций Исаакиевского собора // Реконструкция городов и геотехническое строительство. 2003. № 5.
2. Рогонский В. А., Воронин В. М. Строительные катастрофы. СПб.: Стройиздат. 2001.
3. Сотников С. Н. Осадка Исаакиевского собора // Фундаментостроение в условиях слабых грунтов: Межвуз. темат. сборник трудов / ЛИСИ. Л., 1986.
4. Лобовиков Д. А. Конструкция здания Дома Книги на Невском проспекте – пример заимствования американского опыта строительства // Реконструкция городов и геотехническое строительство. 2000. №2.
5. Шуллер В. Конструкции высотных зданий. М.: Стройиздат. 1979.