

ОБСЛЕДОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ И СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ – ВАЖНАЯ СОСТАВНАЯ ЧАСТЬ НА СТАДИИ ИНВЕСТИЦИОННЫХ И ПРЕДПРОЕКТНЫХ РАБОТ

С. К. ЛАПИН, канд. техн. наук, главный специалист НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект», член РОММГиФ (Санкт-Петербург).

С. В. ИЛЬЮХИН, инженер, руководитель группы НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект» (Санкт-Петербург).

В статье приведены примеры обследования и анализ причин развития деформации зданий в Санкт-Петербурге.

Многолетний опыт проектной деятельности и работы по проведению обследований показывают, что программа и объем работ по обследованию зданий и сооружений должны определяться в зависимости от поставленных задач и в контакте с проектировщиками. Наряду с традиционными методами, включающими предварительную оценку общего состояния по результатам визуального осмотра, следует обязательно проводить испытания материала основных конструкций методами неразрушающего контроля для определения его прочностных, а иногда и деформационных характеристик, оценивать возможные геометрические изменения основных несущих конструкций, которые могли возникнуть, например, в результате неравномерных осадок. В отдельных случаях целесообразно провести специальные исследования (например, с помощью динамических испытаний), позволяющие установить как пространственную, так и совместную работу несущих конструкций в обследуемом сооружении.

Рассмотрим некоторые примеры из практики нашей работы.

При согласовании проекта здания нового склада на территории существующих складских зданий складов №30 и 34 (Морской порт Санкт-Петербурга) ГИОП потребовал сохранить фрагмент здания склада №30,

выходящего своим фасадом на Морской канал, как памятник промышленной архитектуры. Здания складов построены в 30-х гг. прошлого века. Рабочие чертежи на здание заказчик не предоставил. Авторам проекта пришлось долго доказывать заказчику необходимость проведения обследования сохраняемого фрагмента здания.

Здание склада одноэтажное, 6-пролетное, каркасного типа. Размеры здания в плане 36,0x170 м. Поперечный шаг колонн принят равным 6,0 м, продольный – 4,2 м по наружным колоннам и 8,4 м по внутренним рядам колонн. Средние два пролета подняты над остальными и образуют световой фонарь. Наружные стены кирпичные, выложены в плоскости колонн.

Главный фасад здания располагается вдоль причальной стенки. В результате предстоящей реконструкции сохраняемый фрагмент здания окажется между существующей трехэтажной административной пристройкой и вплотную примыкающим к нему зданием нового склада. Сохраняемый фрагмент составляет приблизительно 10,5 м по длине фасада и ограничивается одним шагом средних рядов колонн.

Проведенное обследование показало, что бетон несущих монолитных конструкций отличается значительной неоднородностью по составу и плотности. Поэтому прочность бетона на сжатие (по результатам

© С. К. Лапин, С. В. Ильюхин, 2005

Internet: www.georec.spb.ru

испытаний методами неразрушающего контроля) изменяется в широком диапазоне – от 7,5 до 17,0 МПа. Плотность бетона в зонах постоянного увлажнения недостаточна, что привело к интенсивной коррозии арматуры. В отдельных местах диаметр арматурных стержней уменьшился вдвое. При вскрытии арматуры было установлено, что каркас здания состоит из продольных неразрезных рам. Последние в поперечном направлении соединены двухпролетными неразрезными второстепенными балками и монолитными плоскими плитами покрытия. Поверочные расчеты с учетом изменения схемы работы каркаса, имеющихся дефектов, фактического армирования и новых снеговых нагрузок показали, что потребуются усиление отдельных несущих элементов здания.

По результатам шурфования фундаменты здания – бетонные, столбчатые, с глубиной заложения 3,1 м. Наружные фундаменты поверху объединены железобетонной рандбалкой высотой 1,2 м.

При проведении обследования было установлено, что наружная стена со стороны ramпы (по сравнению с другими конструкция-ми) претерпела значительные осадки, которые привели к образованию трещин в колоннах, во второстепенных балках и плите покрытия. Нивелировка несущих конструкций показала, что разность осадок фундаментов наружной стены и соседних рядов колонн составляет 29...30 см. Колонны на уровне пола сместились наружу на 50...60 мм. В бетонной подготовке пола на расстоянии 6 м от наружной стены образовалась трещина с раскрытием 50...70 мм. На отдельных участках пола трещина на значительную глубину не успела заполниться мусором. Отсюда можно заключить, что она образовалась относительно недавно. Деформации части здания, расположенной в непосредственной близости к причальной стенке, вероятнее всего обусловлены потерей устойчивости и началом сдвижек удерживаемого ею грунтового массива.

Конструкция причальной стенки показана на рис. 1. Первоначально (на момент строительства склада №30) существовала деревянная ряжевая подпорная стена с отметкой заложения в абсолютных координатах минус 6,2 м. В послевоенные годы была возведена

новая подпорная стенка из металлического шпунта с глубиной заложения остря минуса 16,65...16,80 м. После этого отметка дна канала была понижена до минуса 10,15 м.

По данным изысканий, выполненных ЗАО «ЛенТИСИЗ» в 2001 г., площадка имеет следующее инженерно-геологическое строение:

ИГЭ-1. Насыпной слой представлен песками, местами супесью, залегают до отм. 0,20 м.

ИГЭ-2. Озерно-ледниковые отложения – lg_{III}. Пески пылеватые, неоднородные, средней плотности с прослоями супеси (угол внутреннего трения $\varphi_1=27^\circ$, сцепление $c_1=3$ кПа, плотность с учетом взвешивающего действия воды $\gamma_{se}=1,0$ т/м³). Отметка залегания – минус 3,69 м.

ИГЭ-3. Ледниковые отложения g_{in}. Супеси пластичные, с линзами и гнездами песков пылеватых и мелких ($\varphi_1=20^\circ$; $c_1=1,6$ кПа; $\gamma_{se}=1,1$ т/м³). Отметка залегания – минус 10,69 м.

ИГЭ-4. Суглинки тугопластичные, с линзами и гнездами мягкопластичных супесей пластичных и песков пылеватых и мелких ($\varphi_1=13^\circ$, $c_1=1,7$ кПа, $\gamma_{se}=1,1$ т/м³). Суглинки вскрыты на глубину 9,2 м.

Для определения возможных причин перемещений фундаментов крайнего ряда колонн были проведены расчеты устойчивости части грунтового массива вместе с ограждающей шпунтовой стенкой. Устойчивость причальной стенки с грунтовым массивом и частично с расположенными строениями определялась из условия возможного их скольжения по круглоцилиндрической поверхности. В расчетах приняты две определяющие точки: нижний конец шпунтовой стенки и место образования трещины в бетонной подготовке пола. Отрезок прямой, соединяющей эти точки, принят в качестве хорды дуги, по которой происходит скольжение массива. В центре хорды был восстановлен перпендикуляр, на котором размещается ось вращения скользящего грунтового массива. Схема принятой при расчетах поверхности скольжения причальной стенки показана на рис. 1.

Расчеты выполнены для грунтов в консолидированном и неконсолидированном состояниях. Для консолидированного состояния грунтов без учета нагрузок от порталного крана (данные по которым отсутствовали) коэффициент устойчивости составил $K_y=1,13$ при минимально допустимом значении 1,2. В случае отсутствия полной консолидации грунтов при тех же условиях загрузки коэффициент устойчивости уменьшается и становится равным $K_y=0,52$. Кроме нагрузок от крана, не учитывались возможные текущие отрицательные изменения гидрогеологических условий площадки, возможные фактические изменения характеристик грунтов и фактическое положение дна акватории.

Таким образом, можно констатировать, что устойчивость причальной стенки вместе с частью зданий склада №30 и диспетчерской, попадающих в зону ее влияния, при существующих эксплуатационных нагрузках вызывает большие сомнения. Поэтому до начала работ по реконструкции зданий складов требуется проведение дополнительного комплексного технического обследования и детальных поверочных расчетов с учетом всех неблагоприятных факторов. По их результатам следует оценить фактическую работоспособность всего причального сооружения и находящихся в зоне его влияния объектов, возможность его дальнейшего использования в текущем состоянии.

Осенью 2002 г. была проведена работа по определению причин продолжающихся неравномерных осадок фундаментов трехэтажного кирпичного здания, построенного в 1874–1876 гг. Небольшое по размерам ($14,5 \times 13,9$ м) здание расположено на 16-й линии Васильевского острова в Санкт-Петербурге. Обследование показало, что здание возведено на бутовых ленточных фундаментах с шириной подошвы от 0,75 до 1,08 м и глубиной заложения от уровня пола 1-го этажа 1,20 м. При шурфовании фундамента, расположенного под наружной дворовой стеной (ось *B*), под подошвой были обнаружены деревянные лежни. Под фундаментом стены главного фасада (ось *A*) лежней не было. Сами фундаменты сложены из бутового камня с прочностью на сжатие М200 на известковом растворе М15. Основанием фундаментов служат мелкие пески. В результате пониже-

ния уровня грунтовых вод лежни сгнили. По данным выполненных расчетов, после реконструкции перекрытий и устройства мансарды давление под подошвой фундамента по оси *A* должно составлять $\sigma = 0,19$ МПа, а под подошвой фундамента по оси *B* – 0,22 МПа.

Работы по реконструкции начались в 2000 г. На первом этапе согласно представленным заказчиком документам были выполнены работы по усилению фундаментов и укреплению основания; кирпичные простенки усилены металлическими обоямами; деревянные перекрытия заменены на металлические с мелкогабаритными сборными железобетонными плитами. Вместо чердака устроена мансарда. Все стены были оштукатурены. Разработку проекта реконструкции усиления фундаментов и укрепления основания выполнила одна из специализированных фирм города. Проектом предусматривалось укрепление грунтов основания, контактной зоны «фундамент–грунт» и самих фундаментов путем нагнетания под подошву и в тело всех фундаментов через шпуров гидрофобизирующего раствора (рис. 2). На стадии проекта шаг шпуров был принят равным 1,0 м. С учетом данных актов на скрытые работы шаг шпуров был увеличен в полтора раза.

На этом этапе работы были приостановлены. По прошествии года намечалось внести изменения в планировку помещений, для чего требовалось расширить часть проемов. При рассмотрении такой возможности заказчик был предупрежден, что, несмотря на проделанные работы по усилению фундаментов и основания, в несущих стенах здания вновь проявились трещины, свидетельствующие о продолжающихся неравномерных осадках фундаментов. Для определения возможных причин по предложению авторов был выполнен шурф у фундамента стены главного фасада (ось *A*), трещины в которой за истекший период получили наибольшее раскрытие. В результате было установлено следующее. Под подошвой этого фундамента, как и под фундаментом наружной дворовой стены, находились деревянные лежни 015...17 см. Древесина лежней легко расслаивается и разделяется на мелкие куски. Сами фундаменты находятся в работоспособном состоянии. Грунтовая вода отмечена на уровне залегания

подошвы. Следов гидрофобизирующего раствора под подошвой фундамента не обнаружено. По желанию заказчика был организован мониторинг состояния трещин, который подтвердил, что неравномерные осадки продолжаются.

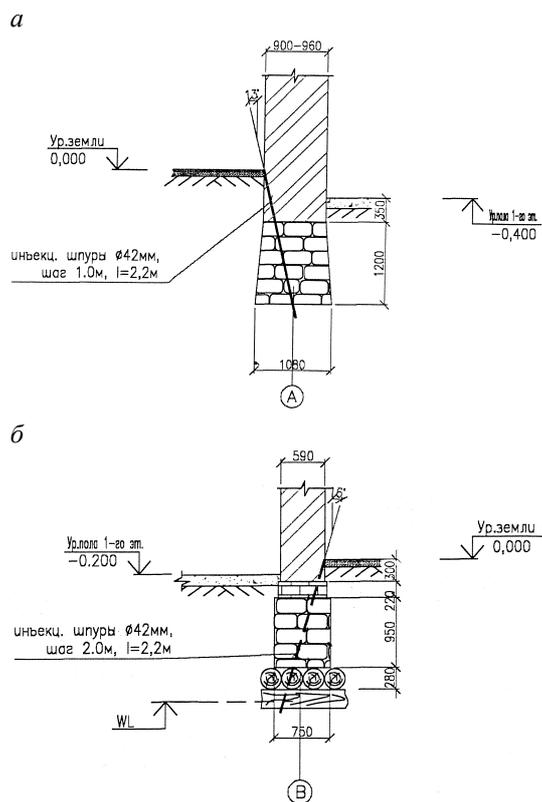


Рис. 2. Схема усиления фундаментов:
а – по оси А (со стороны улицы);
б – по оси В (со стороны двора)

Этот случай еще раз подтверждает, что по завершении работ, связанных с мероприятиями по предотвращению осадок зданий и сооружений, требуется проведение последующего мониторинга для оценки эффективности проделанных работ.

В настоящее время ведется интенсивное строительство коттеджей. Проектировщики и строители стремятся максимально уменьшить затраты на их возведение. Нередко проектирование и возведение таких строений выполняется с нарушением требований соответствующих глав СНиПа. Приведем пример из нашей практики.

Здание коттеджа располагается на склоне таким образом, что цокольный этаж с одной из сторон на всю высоту располагается ниже дневной поверхности грунта. Фундаменты ленточные, из сборных бетонных блоков. Стены из газобетонных блоков. Перекрытия из сборных пустотных панелей с локальными вставками из мелкогазобетонных плит по металлическим балкам. Глубина заложения фундаментов от уровня пола цокольного этажа составляет 0,6 м. В цокольном этаже выполнен приямок под бассейн глубиной 1,4 м от уровня пола. В соответствии с данными инженерно-геологических изысканий в основании фундаментов залегают суглинки пылеватые, ленточные (плотность $\rho = 1,9 \text{ г/см}^3$, показатель консистенции $J_L = 0,39$, коэффициент пористости $e = 0,776$, угол внутреннего трения $\varphi = 20^\circ$, удельное сцепление $c = 0,02 \text{ МПа}$, модуль деформации $E = 11 \text{ МПа}$). До наступления мороза работы не были завершены. Здание не утеплилось. Примерно через месяц после наступления холодов в стенах образовались трещины. Наряду с осевым раскрытием трещин, имел место сдвиг каменной кладки. Причем последний вид деформаций был преобладающим и по абсолютной величине достигал 10 мм.

Был выполнен анализ возможных деформаций надземных несущих конструкций с учетом фактических ограничений перемещений, составлены расчетные схемы, определены зоны наибольшего выпучивания грунтового основания в результате морозного пучения. Расчеты показали, что при неравномерном промерзании грунтового основания под наружными и внутренними фундаментами при различной высоте обратной засыпки открытые участки наружной стены в пределах цокольного и 1-го этажей начинают испытывать изгибные деформации. Стены не имеют вертикального армирования. В результате в местах наибольших деформаций образовались трещины, которые привели к относительному сдвигу соседних участков кладки.

Все приведенные выше примеры свидетельствуют о необходимости постоянного технического надзора за состоянием не только эксплуатируемых, но и строящихся объектов. В настоящее время владельцы сооружений стараются сэкономить на таких мероприятиях (часто из-за отсутствия опыта), что во многих случаях приводит впоследствии к дополнительным значительным затратам.