

УДК 624.153

А. В. Савинов, Л. А. Бартоломей

АНАЛИЗ ИЗМЕНЕНИЙ ПАРАМЕТРОВ ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ ЗДАНИЯ НА СВАЙНОМ ФУНДАМЕНТЕ ПРИ ДЛИТЕЛЬНОЙ ЭКСПЛУАТАЦИИ И АВАРИЙНОМ ТЕХНОГЕННОМ ВОЗДЕЙСТВИИ

Выполнен анализ изменений инженерно-геологических условий площадки и физико-механических характеристик грунтового основания 5-этажного жилого дома типовой серии I-447 за время 30-летней эксплуатации и в результате аварийного техногенного воздействия, вызванного устройством буровых свай под новое здание в непосредственной близости к существующему.

К л ю ч е в ы е с л о в а: глинистый грунт, основание, инженерно-геологические исследования, прессиометрические испытания, свайный фундамент, буровая свая, забивная свая, несущая способность основания, подземные воды, консистенция (показатель текучести), статическое зондирование, неравномерная осадка, мониторинг деформаций.

The authors carry out the analysis of the changes in engineering and geological conditions of the site and the physical and mechanical characteristics of the soil foundation of the 5-storey residential building of type series I-447 during the 30 years of operation and as a result of emergency technogenic impact caused by the construction of bored piles for a new building close to the existing one.

К e y w o r d s: clay soil, foundation, engineering and geological research, pressuremeter test, pile foundation, bored pile, driven pile, bearing capacity, groundwater, consistency (liquidity index), static penetration test, differential settlement, strain monitoring.

В 70-е гг. XX в. выполнялась массовая застройка городов жилыми домами типовых серий. В соответствии с приказом Госстроя СССР от 08.09.1964 г. № 147 «О введении в действие положения о проведении планово-предупредительного ремонта жилых и общественных зданий» срок службы таких зданий (группа II) составляет не менее 125 лет. При этом после ввода зданий в эксплуатацию никакие мероприятия по мониторингу состояния их грунтового основания обычно не производятся.

Единственным критерием удовлетворительного состояния фундаментов и их основания служит отсутствие трещин в кирпичных стенах, косвенно свидетельствующее об отсутствии неравномерных осадок, а следовательно, об их достаточной несущей способности. Только при появлении трещин в стенах и перекрытиях может быть проведено визуальное освидетельствование технического состояния здания и установлены гипсовые маяки для наблюдения за динамикой развития деформаций. Этим и ограничиваются, как правило, для типовых зданий все мероприятия по геотехническому мониторингу и геотехническому прогнозу, настойчиво рекомендуемые для внедрения в практику проектирования и строительства СП 22.13330—2011 «Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01—83*». Только проектирование нового здания вблизи существующего или возникновение аварийной ситуации природно-техногенного характера может вызвать необходимость проведения дополнительных инженерно-геологических изысканий (ИГИ) и других геотехнических исследований, позволяющих оценить эффективность принятых многие годы назад проектных решений, проанализировать изменения прочностных и деформационных ха-

рактических характеристик грунтового основания и др. Именно возникновение аварийной ситуации при возведении пристройки на буровых сваях, причины и последствия которой изложены в статье [1], позволили позднее провести подробный анализ изменений характерной для центральной части г. Саратова по грунтовым условиям площадки расположения типового жилого дома за 30-летний период его проектирования, строительства и эксплуатации.

Предметом исследования является грунтовое основание 5-этажного 70-квартирного 4-секционного жилого здания с продольными кирпичными несущими стенами и сборными железобетонными перекрытиями и покрытием с размерами в плане $62,0 \times 15,0$ м. В 1966 г. выполнены изыскания [2], в 1967 г. — осуществлена привязка типового проекта I-447, в 1969 г. — жилой дом ЖСК «Енисей» принят в эксплуатацию.

Изыскания 1966 г. показали, что площадка имеет ровный рельеф, геоморфологически приурочена ко второй надпойменной Хвалынской террасе р. Волги, сложена четвертичными отложениями, представленными песками и суглинками, залегающими практически горизонтально на размытой поверхности коренных альбских глин (с глубины более 15,0 м). Вся толща суглинков имеет одинаковый генезис и условно делится на два инженерно-геологических элемента (ИГЭ), границей между которыми служит уровень подземных вод (УПВ), находившийся на момент строительства на глубине 8,9...9,6 м с сезонным подъемом до 1,0 м. Мощность насыпных грунтов ИГЭ-1 — 2,1...2,4 м, песков ИГЭ-2 — 0,5...1,3 м, суглинков — 10,5...12,0 м (ИГЭ-3а — выше и ИГЭ-3б — ниже УПВ).

В проекте приняты ленточные фундаменты из висячих забивных призматических свай длиной 5,0...6,0 м сечением 30×300 мм, расположенных в пределах слоя суглинков ИГЭ-3а мощностью 5,3...6,3 м, с расчетной нагрузкой на сваю 350 кН, подтвержденной динамическими испытаниями в процессе погружения свай. Таким образом, сваи прорезали практически всю толщу полутвердых суглинков ИГЭ-3а, а их нижние концы (с учетом сезонного подъема УПВ) почти достигали кровли мягкопластичных суглинков ИГЭ-3б.

Проект изначально содержал несколько принципиальных ошибок:

проектный институт не имел опыта применения свай в специфических грунтовых условиях города (свайные фундаменты для 5-этажных жилых зданий в те годы практически не применялись). Первый жилой дом (значительно более массивный) на забивных сваях запроектирован в г. Саратове только в 1954 г. Вследствие того что в проекте применен свайный фундамент, видимо, заранее исключалась возможность появления неравномерных деформаций здания и не предусматривались деформационные швы по его длине;

не была учтена просадочность основания, так как среднечетвертичные аллювиальные отложения центральной части города считались непросадочными и их планомерное изучение началось лишь с середины 1970-х гг. Изыскания, выполненные позднее, установили у них следующие характеристики просадочности: при $P = 0,1$ МПа $\varepsilon_{sL} = 0,010...0,011$; при $P = 0,2$ МПа $\varepsilon_{sL} = 0,015...0,017$; при $P = 0,3$ МПа $\varepsilon_{sL} = 0,023...0,035$;

проектом не прогнозировалось обводнение основания в процессе эксплуатации здания. Резкий подъем УПВ зафиксирован только в начале 1970-х гг. В прибрежной зоне, где расположено здание, на изменение УПВ сильно повлияло заполнение Волгоградского водохранилища, строительство набережной и массовые утечки из водонесущих коммуникаций;

не учтено снижение несущей способности основания свайных фундаментов из-за ухудшения прочностных характеристик (увеличения показателя текучести) и развития отрицательного трения по боковой поверхности свай при обводнении суглинков, а также рост осадок при реализации просадочности с последующим снижением деформационных характеристик водонасыщенных грунтов и др.

В 1987 г. при проектировании 9-этажного здания ЖСК «Эталон», расположенного на соседней площадке, выполнены ИГИ [3], подтвердившие данные изысканий 1966 г. по всем основным параметрам (генезис, строение грунтового основания и др.). Вместе с тем отмечался существенный подъем УПВ (на 4,7...6,4 м с дальнейшей тенденцией к подъему) до глубин 3,7...5,1 м, что всего на 1,0...2,0 м ниже отметок подошвы ростверков. Просадочность суглинков ИГЭ-3а (уже преимущественно тугопластичных) не отмечена, возможно, из-за незначительной сохранившейся мощности слоя (1,7...2,8 м).

В конце апреля 1996 г. дошла очередь до возведения шестой блок-секции 9-этажного здания ЖСК «Эталон», непосредственно примыкающей к жилому дому ЖСК «Енисей» (рис. 1). При устройстве первых пяти скважин под буровые сваи $\varnothing 600$ мм длиной 15,0 м (СБ1-1—СБ1-5) появились деформации торцевой части существующего жилого дома. 30 мая все работы были приостановлены. К началу июня осадки стали катастрофическими, достигнув скорости 20 мм/сут. Ширина раскрытия трещин в стенах лестничной клетки (линия разлома на рис. 1) составила 120...150 мм.

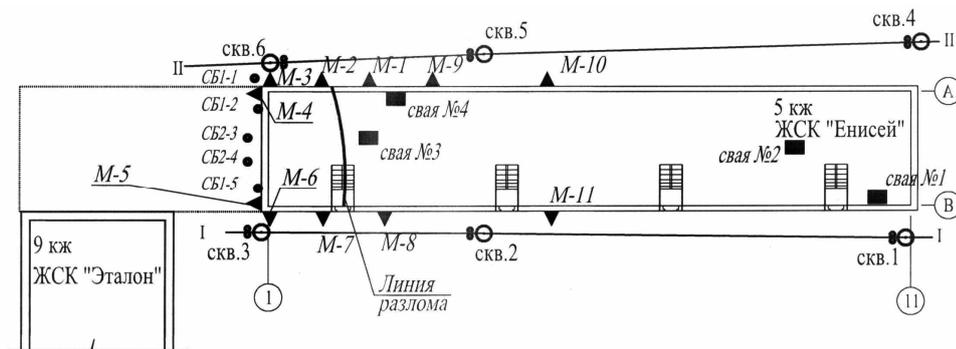


Рис. 1. Ситуационный план: ▲ М-1 — места установки осадочных марок; ● СБ1-1 — места расположения буровых свай; ○ скв. 1 — места размещения инженерно-геологических выработок и испытаний грунтов прессиомером; ■ — места испытаний забитых свай в ростверке

Для расследования причин аварии и ликвидации ее последствий 3 июня создана комиссия из представителей городской администрации и специалистов ведущих проектных, изыскательских и строительных организаций. Одним из членов комиссии был и автор данной статьи.

Причины возникновения аварийной ситуации выяснились достаточно быстро: при показателе текучести суглинков $I_L = 0,55$ бурение скважин осуществлялось обыкновенным шнеком, без обсадных труб; установить арматурные каркасы и забетонировать сваи сразу не удалось, так как скважины

постоянно заполнялись оплывшим грунтом на глубине 6,0...7,0 м; предпринята попытка обсадить скважины трубами диаметром 720 мм, для чего скважины разбуривались шнеком диаметром 750 мм на всю глубину (с практически полным оголением забивных свай торцовой стены здания ЖСК «Енисей») с последующим вдавливанием обсадных труб; максимального усилия вдавливания установки (80 кН) оказалось недостаточно, поэтому дополнительно выбуривался оплывший грунт изнутри обсадных труб. Работы не были доведены до конца из-за начавшихся деформаций здания. Что характерно, все нарушения подробно фиксировались в журнале производства работ: прекращение работ на выходные и майские праздники; погружение обсадных труб через несколько суток после бурения скважин; бетонирование скважин с разрывом по времени до 30 суток; объем извлеченного грунта, каждый раз превышающий геометрический объем свай на 2,5...3,0 м³. Общий объем извлеченного ниже УПВ грунта (на глубинах 6,0...7,0 м и ниже), превышающий геометрический объем забетонированных свай, составил около 40 м³.

Несмотря на то что противоаварийные мероприятия разрабатывались в условиях дефицита времени и при отсутствии достоверной информации о реальном состоянии грунтового основания и строительных конструкций здания ЖСК «Енисей», картина аварии представлялась достаточно понятной.

Уже в материалах ИГИ 1987 г. [3] отмечался существенный подъем УПВ (до глубин 3,4...5,0 м по всем скважинам) с дальнейшей тенденцией к подъему. В рамках [3] выполнены испытания грунта статическим зондированием (СЗ) зондом I типа. Среднее значение предельного сопротивления по данным испытаний грунта СЗ в семи точках для забивной сваи сечением 300 × 300 мм и длиной в грунте 6,0 м составило $F_u = 331$ кН, расчетная нагрузка на сваю — $N = 265$ кН при коэффициенте надежности $\gamma_k = 1,25$, длиной 5,0 м — $F_u = 319$ кН, $N = 255$ кН, что значительно меньше принятого в проекте для жилого дома ЖСК «Енисей» значения $N = 350$ кН.

Расчеты, выполненные по СНиП 2.02.03—85 «Свайные фундаменты», показали, что расчетная (полезная) нагрузка на сваи при полном обводнении основания должна была снизиться до 186...216 кН с неизбежным включением в работу по грунту ростверка с давлением по подошве P от 124 кПа (торцовые стены) до 267 кПа (средняя стена). Расчетное сопротивление уплотненного тугопластичного суглинка ИГЭ-3а по СНиП 2.02.01—83* «Основания зданий и сооружений» составило $R = 212$ кПа, максимальное, с учетом его уплотнения под нагрузкой, $R_y = 1,3 \times 212 = 275,6$ кПа, мягкопластичного суглинка ИГЭ-3б $R = 113$ кПа и $R_y = 147$ кПа соответственно. Из указаний нормативных документов следует, что несущая способность основания ростверков средней стены полностью реализуется при тугопластичном состоянии суглинков, а с переходом их в мягкопластичное состояние (при локальных замачиваниях или дальнейшем подъеме УПВ) уже не обеспечивается несущая способность основания свайного фундамента в целом ($R_y = 147$ кПа < $P = 267$ кПа).

Таким образом, в результате описанных выше изменений инженерно-геологических (ИГ) и гидрогеологических (ГГ) условий с фундаментами и основанием здания произошло, предположительно, следующее: подъем УПВ → снижение несущей способности свай и возникновение сил отрицательного трения по их боковой поверхности при реализации просадочности

основания → развитие осадок свайных фундаментов с включением в работу ростверков → уплотнение (консолидация) грунтов под подошвой ростверков и в пределах сжимаемой толщи → некоторое повышение несущей способности грунтов → прекращение (замедление) осадков → стабилизация грунтового основания здания в неустойчивом (предаварийном) состоянии.

Следовательно, нарушения технологии производства работ при устройстве буровых свай, избыточное извлечение 40 м^3 грунта и т. д. лишь усугубили и без того существовавшую предаварийную ситуацию. В выводах предварительного заключения комиссии было отмечено, что на момент строительства несущая способность грунтов, как по свайному основанию, так и по основанию ростверков, исчерпана полностью, т. е. здание находится в состоянии достаточно неустойчивого равновесия.

Комиссией были приняты и реализованы следующие противоаварийные мероприятия: жильцы аварийной секции отселены в гостиницу; завершено бетонирование всех пяти пробуренных скважин; выполнено усиление стен металлическими поясами и распорками в здании ЖСК «Эталон»; установлено наблюдение за осадками дома; начата закачка цементного раствора в основание; проведена перекладка стен лестничной клетки в «зоне разлома».

В июне 1996 г. по буроинъекционной технологии начата закачка цементного раствора в основание на глубинах 4,8...12,0 м: 13—14 июня в первые четыре скважины (без учета их собственного объема) инъецировано $10,6 \text{ м}^3$ раствора, 15—17 июня в следующие три скважины — уже только $0,3 \text{ м}^3$, затем объемы нагнетаемого раствора стали соответствовать объемам скважин и работы были прекращены. Наибольший расход раствора показали скважины, расположенные в непосредственной близости к сваям СБ1-1, СБ1-2, СБ1-5 и выполненные в течение первых 4—8 дней после бетонирования свай. Общий объем закачек составил более $11,0 \text{ м}^3$ преимущественно на глубину 4,5...5,0 м, т. е. выше УПВ и глубины заложения нижнего конца забивных свай жилого дома ЖСК «Енисей».

Одновременно с выполнением противоаварийных мероприятий продолжались работы по выяснению причин деформаций жилого дома.

В июле ПриволжТИСИЗ представил отчет по изысканиям: пробурено восемь скважин глубиной 16,0 м, две из которых — для определения фонового УПВ; отобраны неуплотняющими грунтоносами и испытаны в лаборатории монолиты грунтов; проведены 24 испытания лопастным прессиометром ЛПМ-15 в шести скважинах на глубинах 4,0; 6,0; 8,0 и 10,0 м; проанализированы материалы изысканий прошлых лет и др.) [3], в котором геолог И. З. Перепелкин дал наглядную картину изменений, вызванных аварией, в том числе образование в основании здания новых ИГЭ (рис. 2):

ИГЭ-3в — суглинки выше УПВ в зоне деформаций между грунтом ИГЭ-2 и УПВ. В результате оплывания грунтов ниже УПВ в массиве выше УПВ возникли внутренние напряжения, приведшие к разрыву его сплошности, проседанию, образованию пустот, трещин, в которые, при работах по ликвидации аварии, был закачан цементный раствор. Максимальные размеры пустоты составили 0,4 м, минимальные — 2...3 мм. Массивность грунта восстановлена цементным раствором. Прочность грунта в массиве зависит от степени его укреплённости цементным раствором;

ИГЭ-3г — суглинки ниже УПВ в зоне деформаций на глубинах до 7,0...10,5 м, сохранившие свои структурно-текстурные особенности. Характерной чертой данных грунтов является их разуплотненность, разрыв сплошности массива грунта, смещение отдельных блоков грунта относительно друг друга, крайняя неоднородность и низкая прочность массива. Трещины между блоками массива заполнены разрушенным грунтом и в дальнейшем следует ожидать перехода в состояние, характерное для ИГЭ-3д;

ИГЭ-3д — суглинки ниже УПВ в зоне деформаций на глубинах от 7,0...10,5 м до кровли альбских глин, не сохранившие свои структурно-текстурные особенности (оплывшие грунты). Представляют собой однородную массу мягко-текучепластичной консистенции, без каких-либо отличительных признаков, очень слабую в кровле и плотнее к подошве слоя.

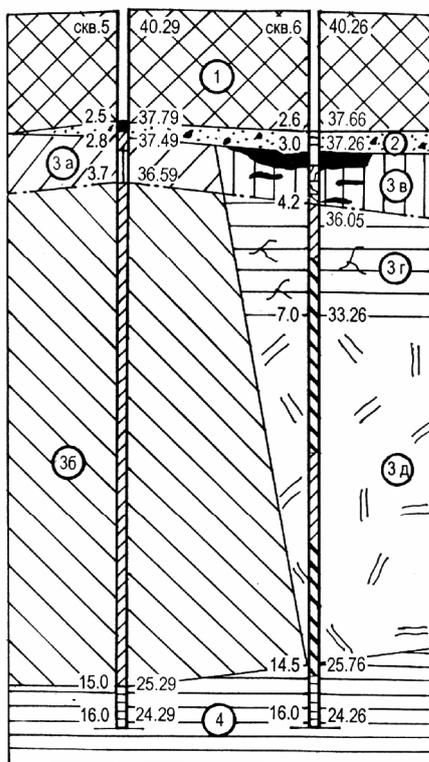


Рис. 2. Схема грунтового основания: скважина 5 — характерное природное сложение основания; скважина 6 — строение основания, нарушенного в результате аварии

Таким образом, грунтовое основание за пределами свайного поля существующего здания вблизи места аварии претерпело принципиальные, объективно фиксируемые изменения строения и физико-механических характеристик.

Хотелось бы особо подчеркнуть вывод геолога по несущему слою свайного фундамента — суглинкам ИГЭ-3б, залегающим ниже УПВ вне зоны деформаций: «Отличительной особенностью данных грунтов является их высокая степень влажности, которая указывает на их практически полное водона-

сыщение и высокую плотность сухого грунта, которая примерно на 10 % выше, чем до начала строительства (1,42 вместо 1,37 г/см³). Данное уплотнение произошло за счет забивки свай, осадки грунта под действием нагрузки от здания, причем за период с начала строительства по сегодняшнее время напряжения, возникшие в грунте, стабилизировались и распределились равномерно по всей мощности, на что указывает незначительное колебание значений плотности сухого грунта» [4].

Основные исходные физико-механические характеристики грунтов, а также их изменения в процессе эксплуатации и вследствие аварийного воздействия на основание сведены нами в табл. Деформационные характеристики приведены по результатам лабораторных и полевых (прессиометрических) испытаний.

К концу июня 1996 г., вследствие естественных факторов (подвижки и осадки основания с заполнением пустот; перераспределения напряжений в грунтовом массиве и надземных конструкциях здания и т. д.), а также выполненных мероприятий, осадки здания существенно замедлились и перешли в стадию длительных деформаций. Жильцы вернулись в свои квартиры, а комиссия была расформирована.

Наблюдения за зданием возобновились в феврале 1997 г. после многочисленных жалоб жильцов на продолжающиеся осадки.

В июле 1997 г. выполнены натурные испытания четырех свай в составе фундамента здания ЖСК «Енисей», результаты которых потребовали существенной корректировки сложившейся у специалистов картины аварийных изменений грунтового основания здания.

Испытания выполнялись по следующей методике: вскрытие шурфа на 0,75...1,0 м ниже подошвы ростверка; удаление фрагмента сваи высотой 0,7 м; подготовка головы сваи к испытанию; установка домкрата на голову сваи; установка распределительного элемента между домкратом и ростверком; устройство реперной системы; установка прогибомеров, в том числе на соседних сваях; проведение испытаний статической вдавливающей нагрузкой по ГОСТ 5686—94*. При такой методике несущая способность сваи получалась заведомо несколько заниженной, зато практически полностью исключалось влияние на результаты испытаний соседних (анкерных) свай. Места испытаний показаны на рис. 1. По результатам испытаний получены следующие данные:

несущая способность свай, расположенных на расстоянии более 50,0 м от места аварии, длиной в грунте после срубки 3,73 м и 3,93 м соответственно, составила:

свая № 1 — $F_d = 700$ кН при $S = 0,74$ мм;

свая № 2 — $F_d = 600$ кН при $S = 7,60$ мм.

«Сорвать» сваи № 1 и № 2 кратковременными нагрузками в 840 и 750 кН соответственно не удалось вследствие разрушения упорных элементов и бетона ростверков;

несущая способность и предельное сопротивление по грунту (при «срыве») свай, расположенных на расстоянии около 15,0 м от места аварии, составили:

свая № 3 — $F_d = 630$ кН при $S = 2,62$ мм; $F_{u \max} = 665$ кН при $S = 40,7$ мм;

свая № 4 — $F_d = 700$ кН при $S = 2,58$ мм; $F_{u \max} = 735$ кН при $S = 31,1$ мм.

Основные физико-механические характеристики суглинков и глин площадки ЖСК «Енисей» — ЖСК «Эталон»
по результатам лабораторных и полевых испытаний

Номер инженерно-геологического элемента	Год исследований	Естественная влажность грунта ω , д. е.	Коэффициент пористости e , д. е.	Степень влажности S_r , д. е.	Число пластичности J_p , д. е.	Показатель текучести J_L , д. е.	Удельный вес грунта γ , кН/м ³	Модуль деформации при естественной влажности E_C/E_p , МПа	Прочностные характеристики грунта						
									Схема испытания	Угол внутреннего трения, град			Удельное сцепление, кПа		
										φ_H	φ_{II}	φ_I	C_H	C_{II}	C_I
ИГЭ-3а	1966	0,20	0,63	0,82	0,14	0,17	19,03	8,5 / —	КЕ	26	—	—	37,5	—	—
	1987	0,25	0,76	0,86	0,13	0,27	18,15	7,0 / —	КВ	26	24	23	25	15	8
	1996	0,24	0,88	0,73	0,15	0,32	17,17	— / 12,0	НВ	22	20	18	4	4	0
ИГЭ-3б	1966	0,25	0,68	0,96	0,14	0,57	19,23	4,6 / —	КЕ	26	—	—	37,5	—	—
	1987	0,26	0,71	0,95	0,16	0,41	18,74	4,0 / —	КВ	23	17	13	10	7	5
	1996	0,27	0,74	0,96	0,15	0,57	18,74	— / 7,0	НВ	21	18	16	12	6	3
ИГЭ-3в	1996	0,27	0,86	0,82	0,15	0,41	17,56	— / 7,5	НВ	26	—	—	0	—	—
ИГЭ-3г	1996	0,28	0,89	0,83	0,14	0,64	17,56	— / 2,5	НВ	26	—	—	0	—	—
ИГЭ-3д	1996	0,29	0,85	0,91	0,15	0,75	18,15	— / 5,4	НВ	9	5	3	8	3	0
ИГЭ-4	1987	0,33	0,93	0,95	0,30	0,14	17,85	15,0 / —	КВ	18	16	15	48	40	35

По результатам испытаний несущая способность свай длиной в грунте после срубки 2,98...3,93 м составляет 665...840 кН, а расчетная нагрузка — не менее 550 кН, что в 1,57 раза превышает проектную (350 кН). Существенного снижения несущей способности свай при неповрежденном грунтовом основании и свай, расположенных на расстоянии 15,0 м от места аварии, не зафиксировано.

Кроме того, при откопке шурфов под испытания установлено: уплотнения грунта в основании ростверков не произошло, а в отдельных местах зафиксированы зазоры между подошвой ростверка и основанием; сцепление грунта с боковой поверхностью сваи очень хорошее, грунт сильно уплотнен; снижения показателя текучести уплотненного грунта до прогнозируемых величин в обводненном массиве не обнаружено даже на глубинах ниже УПВ и на значительном удалении от сваи; вблизи боковой поверхности сваи увеличения влажности грунтов не зафиксировано.

Следовательно, предварительные выводы об исчерпании несущей способности свай и включении в работу по грунту ростверков оказались неверны. При всех изменениях ИГ и ГГ условий площадки несущая способность свай в составе ростверков после многолетнего «отдыха» оставалась избыточной, а основание «приспособилось» к этим изменениям, обеспечив стабилизацию осадок. Только нарушение структурно-текстурных особенностей основания условного фундамента (свайно-грунтового массива) всего здания вызвало развитие аварийных деформаций.

При анализе результатов ИГИ и испытаний свай становилось понятно, чем обусловлены и как будут развиваться в дальнейшем осадки свайного фундамента здания ЖСК «Енисей»: осадки крайних свай — за счет извлечения грунта непосредственно из-под их нижнего конца и оголения боковой поверхности при устройстве скважин под буровые сваи диаметром 750 мм → осадки следующих рядов свай — за счет перемещений (вертикальных и горизонтальных) мягкопластичного суглинка (в том числе из-под их нижних концов) для заполнения образовавшихся пустот с потерей целостности массива грунта, нарушением его структурно-текстурных особенностей, резким снижением прочностных и деформационных характеристик (оплывшие грунты или плавунуны) → осадки крайних рядов свай — при проседании слоя грунта выше УПВ за счет развития сил отрицательного трения по боковой поверхности сваи после заполнения (оплывания) пустот в мягкопластичном суглинке ниже УПВ → осадки крайних рядов свай — за счет дополнительного пригруза цементным раствором, заполнившим образовавшиеся пустоты выше УПВ, из-за большего, по сравнению с грунтом, удельного веса → осадки свай по всей зоне нарушенного грунтового основания — за счет консолидации в пределах сжимаемой толщи условного фундамента → осадки свай вне зоны нарушенного грунтового основания — за счет перераспределения на них нагрузок от свай с пониженной несущей способностью или в связи с возросшими осадками в зоне аварии за счет общей жесткости здания и свайного ростверка.

Однако дальнейшее поведение основания, сроки его консолидации, а следовательно, характер и продолжительность развития осадок оставались неясны. Остановимся подробнее на результатах мониторинга деформаций.

Величину общих деформаций здания за весь период эксплуатации определить практически невозможно, но достоверно известно, что с 1994 г. по 27 мая 1996 г. осадок здания не отмечалось, а трещины осадочного характера

в стенах здания отсутствовали. Следовательно, подъем УПВ, изменение свойств основания и т. д. не вызывали неравномерных осадок здания. Поэтому за исходное состояние условно принято положение здания на 27.05.1996 г.

Сразу после аварии величина и скорость деформаций оценивались приближенно по ширине раскрытия трещин в продольных стенах здания ЖСК «Енисей» в районе лестничной клетки на отметке 14,22 м (по линии разлома) (см. рис. 1). К началу инструментальных наблюдений, исходя из простейших геометрических соотношений, примерная осадка фундаментов торцевой стены у оси *A* составила 51 мм, а у оси *B* — 74 мм.

Регулярные геодезические наблюдения за деформациями здания по стеновым осадочным маркам относительно грунтового репера организованы уже после того, как были выполнены основные противоаварийные мероприятия (забетонированы сваи, проведено инъецирование основания и др.) и реализовались самые интенсивные осадки. И если в начале аварии (до 05.06.1996 г.) осадки развивались со скоростью до 20 мм/сут, то к 24.06.1996 г. скорость нарастания осадок снизилась до 0,3...0,5 мм/сут, а к концу месяца составляла только 0,16...0,3 мм/сут. После расформирования комиссии наблюдения за деформациями были прекращены (05.07.1996 г.) и возобновлены спустя 7 месяцев (03.02.1997 г.).

По графикам деформаций стеновых марок М-1—М-8 (рис. 3) хорошо видно, как по мере снижения скорости развития осадок постепенно увеличивалась область вовлекаемого в деформации основания в направлении 2-й секции здания. Уже 26 июня 1996 г. потребовалась установка дополнительных стеновых марок М-9—М-11 на границе 2 и 3-й секций в связи с появлением в их кирпичных стенах многочисленных волосяных трещин. При этом грунтовый репер, расположенный приблизительно напротив марки М-8 (см. рис. 1), также был вовлечен в зону развивающихся деформаций основания и стал вносить существенные погрешности в результаты наблюдений.

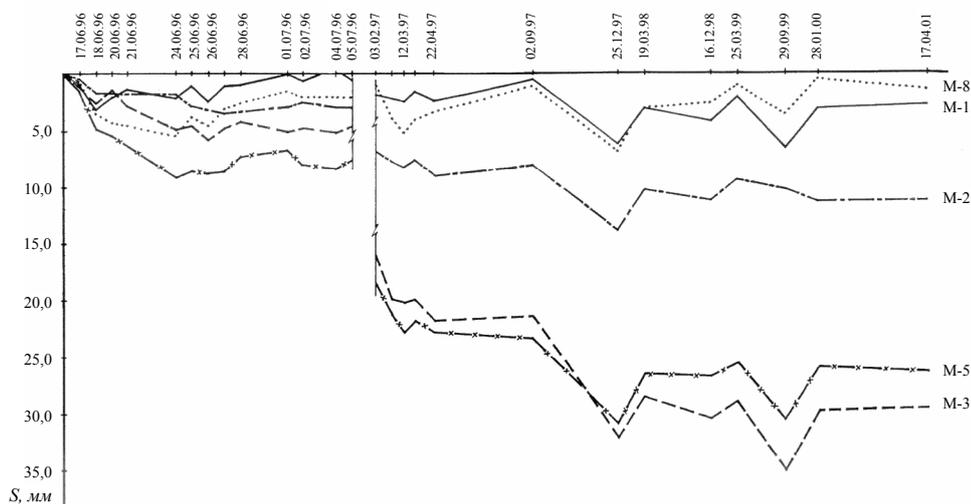


Рис. 3. Графики деформаций стеновых марок на здании ЖСК «Енисей» за весь период инструментальных наблюдений

За весь период наблюдений отмечено некоторое выравнивание осадок фундаментов торцевой стены в аварийной зоне за счет общей жесткости здания: к 03.05.2001 г. осадки марок М-3—М-4 составили 32,5 мм, М-5—М-6 — 25,4 мм, т. е., с учетом начальных аварийных деформаций общие осадки у оси *A* достигли 83,5 мм, а у оси *B* — 99,4 мм. В мае 2001 г. инструментальные наблюдения за осадками здания были прекращены.

Результаты визуального мониторинга состояния здания, осуществляемого автором с 2001 г. по настоящее время, показали, что в первые два года в процесс деформаций было вовлечено все здание в целом (отдельные волосяные трещины появились даже в стенах крайней, 4-й, секции), но постепенно система «основание — фундамент — сооружение» «приспособилась» к последствиям аварийного воздействия, осадки здания стабилизировались без какого-либо усиления основания и фундаментов. К сожалению, судить об изменениях напряженно-деформированного состояния и физико-механических характеристик грунтов основания, сопровождающих стабилизацию осадок, невозможно, так как дополнительные ИГИ после 1996 г. не производились.

Выполненный анализ изменений строения и физико-механических характеристик основания здания на свайном фундаменте при длительной эксплуатации и аварийном техногенном воздействии позволяет сделать несколько достаточно общих выводов:

1. При реализации любых долгосрочных градостроительных проектов грунтовое основание необходимо рассматривать как динамическую систему, непрерывно изменяющую свои физико-механические характеристики. Только грамотный геотехнический прогноз таких изменений позволит избежать ошибок при застройке и реконструкции городских территорий.

2. Долговременный геотехнический прогноз изменений ИГ и ГГ условий, физико-механических характеристик и напряженно-деформированного состояния грунтового основания, а следовательно, и поведения расположенных на нем зданий и сооружений на сегодняшний день невозможен, так как отсутствуют достоверные многолетние экспериментальные данные о развивающихся в грунтовых массивах природных и техногенных явлениях.

3. Только выполнение, накопление, систематизация, комплексная обработка и анализ результатов многолетних геотехнических исследований (геотехнического мониторинга) могут создать предпосылки к осуществлению геотехнического прогноза в рамках конкретного города или при достаточно однотипных грунтовых условиях и воздействиях на основание.

4. Накопление и анализ геотехнической информации должны осуществляться в рамках единой организации по типовым методикам и регламентам, а ее обработка и анализ — высококвалифицированными специалистами с большим стажем работы, которые хорошо представляют изменения нормативной базы, геотехнической практики и используемого оборудования за весь период исследований. Анализ причин и последствий конкретной аварии и подготовка данной статьи оказались возможными только благодаря специалистам и архиву государственного треста ПриволжГИСИЗ, аукцион по приватизации которого намечен на конец июля 2013 г.

5. «Общепризнанные» расчетные схемы и методики расчета, даже закрепленные действующими строительными нормами, требуют эксперименталь-

ной проверки для конкретных грунтовых условий и типов фундаментов. Примером может служить снижение несущей способности одиночной сваи при подтоплении просадочного основания, которое, как показали исследования, не всегда реализуется для грунтового основания здания, уплотненного забивными сваями (свайно-грунтового массива).

6. Система «основание — фундамент — сооружение» является сложной саморегулирующейся системой, которая в отдельных случаях сама в состоянии «приспособиться» к произошедшим по различным причинам негативным изменениям параметров основания без выполнения дорогостоящих работ по усилению фундаментов и укреплению основания.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Савинов А. В.* Проведение геотехнической экспертизы при расследовании причин аварии существующего здания // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2005. № 2. С. 15—18.

2. Технический отчет по инженерно-геологическим изысканиям площадки строительства жилого дома по ул. Лермонтова в г. Саратове (ЖСК «Енисей»). Шифр 614/2466. Куйбышевский ТИСИЗ, Саратовское отделение. Саратов, 1966.

3. Технический отчет по объекту жилой дом ЖСК «Эталон» в Волжском районе г. Саратова. Дог.396-539. ПО «Саратовстройизыскания», ПриволжТИСИЗ. Саратов, 1987.

4. Технический отчет по инженерно-геологическим изысканиям для выяснения причин деформаций жилого дома ЖСК «Енисей» по ул. Лермонтова в Волжском районе г. Саратова. Дог. 396-731. ПриволжТИСИЗ. Саратов, 1996.

1. *Savinov A. V.* Provedenie geotekhnicheskoy ekspertizy pri rassledovanii prichin avarii sushchestvuyushchego zdaniya // Osnovaniya, fundamentey i mekhanika gruntov. 2005. № 2. S. 15—18.

2. *Tekhnicheskii otchet po inzhenerno-geologicheskim izyskaniyam ploshchadki stroitel'stva zhilogo doma po ul. Lermontova v g. Saratove (ZhSK «Enisey»)*. Shifr 614/2466. Kuybyshevskiy TISIZ, Saratovskoe otdelenie. Saratov, 1966.

3. *Tekhnicheskii otchet po ob"ektu zhiloy dom ZhSK «Etalon» v Volzhskom rayone g. Saratova*. Dog.396-539. PO «Saratovstroyizyskaniya», PrivolzhTISIZ. Saratov, 1987.

4. *Tekhnicheskii otchet po inzhenerno-geologicheskim izyskaniyam dlya vyyasneniya prichin deformatsiy zhilogo doma ZhSK «Enisey» po ul. Lermontova v Volzhskom rayone g. Saratova*. Dog. 396-731. PrivolzhTISIZ. Saratov, 1996.

© *Савинов А. В., Бартоломей Л. А., 2013*

*Поступила в редакцию
в сентябре 2013 г.*

Ссылка для цитирования:

Савинов А. В., Бартоломей Л. А. Анализ изменений параметров грунтового основания здания на свайном фундаменте при длительной эксплуатации и аварийном техногенном воздействии // Интернет-вестник ВолгГАСУ. Сер.: Политематическая. 2013. Вып. 2(27). URL: [http://vestnik.vgasu.ru/attachments/SavinovBartolomey-2013_2\(27\).pdf](http://vestnik.vgasu.ru/attachments/SavinovBartolomey-2013_2(27).pdf)