БС

Основания и фундаменты на просадочных грунтах

В. И. КРУТОВ

БИБЛИОТЕКА СТРОИТЕЛЯ
СЕРИЯ: ИНЖЕНЕРУ-ПРОЕКТИРОВЩИКУ

В. И. КРУТОВ, д-р техн. наук

Основания и фундаменты на просадочных грунтах

КИЕВ «БУДІВЕЛЬНИК» 1982

ББК 38.58+38.654.1
6С4.03+6С6.1
К84

УДК 624.131.23

Основания и фундаменты на просадочных грунтах/Крутов В. И. — Киев: Будівельник, 1982. — 224 с.

В книге описываются основные особенности и характеристики просадочных грунтов, закономерности развития деформаций от нагрузок фундаментов, собственного веса грунта, освещено взаимодействие свай, фундаментов, закрепленных массивов, приведены методы уплотнения грунтов. Даны методы расчета осадок оснований и фундаментов под зданиями, расположенными на просадочных грунтах.

Нормативные материалы приведены по состоянию на 01.01.82.

Рассчитана на проектировщиков, инженеров-строителей и изыскателей.

Табл. 9. Ил. 80. Библиогр.: 84 назв.

Рецензент докт. техн. наук *С. Н. Клепиков*

Редакция литературы по строительным конструкциям, деталям и изделиям.

Зав. редакцией инж. *А. А. Петрова*

К $\frac{3203000000-020}{M203(04)-82}$ 34.82

© Издательство «Будівельник», 1982

ПРЕДИСЛОВИЕ

Проектирование и возведение зданий и сооружений на просадочных грунтах с обеспечением их прочности и нормальной эксплуатации — одна из наиболее важных и сложных проблем современного строительства. Важность ее определяется широким распространением просадочных грунтов и, как правило, в районах наиболее интенсивного строительства; неизбежным повышением стоимости строительства при учете просадочных деформаций; возникающими иногда недопустимыми деформациями в конструкциях зданий и сооружений при недостаточно полном учете просадочных деформаций.

Сложность рассматриваемой проблемы вызывается специфическим и сложным механизмом развития просадочных деформаций, значительной толщиной слоя просадочных грунтов, достигающей иногда 25—30 м; частым отсутствием близко расположенного подстилающего слоя достаточно высокой несущей способности и залеганием под просадочной толщей водонасыщенных лессовых грунтов с повышенной сжимаемостью; необходимым учетом при проектировании просадок грунтов, величины которых только от собственного веса иногда достигают 1—2 м, а также дополнительных нагрузок от сил нагружающего трения на уплотненные, закрепленные массивы и свайные фундаменты, возникающих при просадках окружающих их грунтов от собственного веса.

Проблема строительства на просадочных лессовых грунтах является одной из самых «молодых» в области фундаментостроения и возникла, по существу, в конце 20-х годов. Становление и начало ее развития совпало со строительством на лессовых просадочных грунтах крупнейших металлургических, машиностроительных и др. заводов Запорожья, Никополя, Днепропетровска, Жданова, Херсона, Кузнецка в условиях, когда при недостаточной изученности лессовых грунтов необходимо было решать сложнейшие вопросы обеспечения нормальной эксплуатации возводимых зданий и сооружений при полном отсутствии отечественного и зарубежного опыта.

Большой вклад в развитие проблемы строительства на просадочных лессовых грунтах внесли Ю. М. Абелев, В. П. Ананьев, В. В. Аскалонов, Х. А. Аскаров, Л. Г. Балаев, Н. Я. Денисов, А. М. Дранников, А. А. Кириллов, С. Н. Клепиков, Н. И. Кригер,

А. К. Ларионов, И. М. Литвинов, Г. М. Ломизе, Г. А. Мавлянов, А. А. Мусаелян, А. А. Мустафаев, Н. А. Осташев, А. Л. Рубинштейн, В. Е. Соколович, Р. А. Токарь, Н. А. Цытович и др.

Решение проблемы строительства на просадочных грунтах достигнуто на основе широкого проведения наряду с лабораторными испытаниями полевых опытных работ в большом масштабе, которые включали испытания грунтов штампами, опытными фундаментами, замачивание опытных котлованов, экспериментальное строительство зданий. Подобный комплексный подход позволил установить и более глубоко изучить основные особенности, сущность, природу, номенклатурные показатели, критерии и основные характеристики просадочных грунтов, а также закономерности развития просадочных деформаций при различных источниках замачивания, взаимодействие уплотненных, закрепленных массивов и свай с окружающим грунтом при просадке его от собственного веса. Все это явилось физико-теоретической основой инженерно-геологических исследований, проектирования и строительства на просадочных грунтах.

На основе учета механизма и закономерностей проявления просадочных деформаций существенное развитие получили инженерные и аналитические методы расчета просадок грунтов, горизонтальных помещений, учета сил нагружающего трения на уплотненные, закрепленные массивы и сваи, а также методы проектирования оснований, фундаментов и зданий на просадочных грунтах.

Предлагаемая вниманию читателей книга написана как пособие по проектированию, строительству и инженерно-геологическим изысканиям на просадочных грунтах. В ней по возможности освещены все последние достижения по рассматриваемым вопросам, передовой опыт проектирования и строительства на просадочных грунтах, за исключением вопросов закрепления грунтов, свайных фундаментов, которым посвящены другие книги.

В книге широко использованы результаты исследований и разработок, полученные автором, а также сотрудниками и аспирантами лаборатории оснований и фундаментов на просадочных грунтах НИИОСП.

Автор выражает глубокую благодарность рецензенту докт. техн. наук, проф. С. Н. Клепикову за замечания, высказанные при просмотре рукописи, а также канд. геолог.-минерал. наук Р. А. Смирнову за помощь в подготовке рукописи. Автор весьма признателен коллективу лабораторий оснований и фундаментов на просадочных грунтах НИИОСП, работникам многих научно-исследовательских, проектных, строительных организаций, вузов за поддержку и помощь в процессе проведения исследований, внедрения результатов работ в практику.

Раздел I. ОСОБЕННОСТИ ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТОВ

Глава I. ОСНОВНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТОВ

СУЩНОСТЬ И ПРИРОДА ПРОСАДОЧНОСТИ ГРУНТОВ

Отличительная особенность просадочных грунтов заключается в их способности в напряженном состоянии от собственного веса или внешней нагрузки от фундамента при повышении влажности — замачивании давать дополнительные осадки, называемые просадками.

К просадочным грунтам относятся лессы, лессовидные супеси, суглинки и глины, некоторые виды покровных суглинков и супесей, а также в отдельных случаях мелкие и пылеватые пески с повышенной структурной прочностью, насыпные глинистые грунты, отходы промышленных производств (колосниковая пыль, зола и т. п.), пепловые отложения и др.

Просадочные и основные их представители — лессовые грунты широко распространены на территории нашей страны и занимают около 15% ее площади в том числе на значительной части (более 80%) территории УССР, Центральной Черноземной зоны, Северного Кавказа, Закавказья, Поволжья, Средней Азии, Казахстана, Восточной и Западной Сибири и др. сложены лессами.

За рубежом значительные площади заняты лессовыми грунтами в СРР, НРБ, ВНР, СФРЮ, Испании, странах Северной Африки, Китае, Иране, Афганистане, странах Южной Америки, США и др. [40].

Просадочность грунтов обуславливается особенностями процесса формирования и существования толщ этих грунтов, в результате чего они находятся в недоуплотненном состоянии [32—33]. Недоуплотненное состояние лессового грунта может сохраняться на протяжении всего периода существования толщи, если не произойдет повышения влажности и нагрузки. В этом случае может произойти дополнительное уплотнение грунта в нижних слоях под действием его собственного веса. Но так как просадка зависит от величины нагрузки, недоуплотненность толщи лессовых грунтов по отношению к внешней нагрузке, превышающей напряжения от собственного веса грунта, сохранится. Возможность последующего уплотнения лессового грунта, находящегося в недоуплотненном состоянии от внешней нагрузки или собственного веса, при повышении влажности определяется соотноше-

нием снижения его прочности при увлажнении и величиной действующей нагрузки.

Недоуплотненность грунтов выражается в их низкой степени плотности, характеризующейся объемной массой скелета в пределах обычно 1,2—1,5 т/м³, пористостью 0,6—0,45 и коэффициентом пористости 0,65—1,2. С глубиной степень плотности чаще всего повышается.

Наряду с недоуплотненностью просадочные грунты обычно характеризуются низкой природной влажностью, пылеватым составом, повышенной структурной прочностью. Влажность их в южных засушливых районах обычно составляет всего лишь 0,04—0,12, степень влажности 0,1—0,3, а в районах УССР, Молдавии, Средней полосы, Сибири и др. 0,12—0,20 при степени влажности 0,3—0,6.

Структурная прочность лессовых и др. просадочных грунтов обусловливается в основном цементационным сцеплением. При повышении влажности происходит снижение прочности грунта [32]. Как было установлено Б. В. Дерягиным, тонкие пленки воды могут оказывать расклинивающее действие, которое сказывается одновременно с проникании воды в толщу грунта. Пленки воды, играя роль смазки, облегчают скольжение частиц и содействуют более плотной их укладке под воздействием давления. Сцепление увлажненного лессового грунта в этом случае будет определяться только влиянием сил молекулярного притяжения, величина которых, как известно, зависит в основном от состава и степени плотности грунта.

Просадка грунта — это сложный физико-химический процесс. Основным его проявлением является уплотнение грунта за счет перемещения и более компактной укладки отдельных частиц и их агрегатов, благодаря чему понижается общая пористость грунта до состояния, соответствующего действующему давлению. В связи с повышением степени плотности грунта после просадки прочностные характеристики его несколько возрастают. При дальнейшем увеличении давления процесс уплотнения лессового грунта в водонасыщенном состоянии продолжается, а вместе с этим увеличивается и его прочность.

Изложенное выше показывает, что необходимыми условиями для проявления просадки грунта являются: а) наличие нагрузки от собственного веса грунта или фундамента, способной при увлажнении преодолевать силы связности грунта; б) достаточное увлажнение, при котором в значительной степени снижается прочность грунта. Под совместным влиянием этих двух факторов и происходит просадка грунта.

Явление просадки наглядно можно проследить на примере осадки и просадки фундаментов, установленных на лессовом грунте естественной влажности (*1*) и в водонасыщенном состоянии (*2*) (рис. 1). Участок кривой *АБ* на рис. 1, представляющий собой зависимость осадки от нагрузки, практически приближа-

ется к прямой линии, наклонной под некоторым углом к вертикали. Тангенс угла наклона этой прямой характеризует сжимаемость лессового грунта при естественной влажности.

Участок *БВ* представляет собой стабилизированную просадку лессового грунта от нагрузки фундамента. Из графика рис. 1 видно, что в отличие от осадки, просадка происходит без изменения внешней нагрузки только под воздействием замачивания. Однако, как было отмечено выше, для возникновения просадки грунта необходимо не только его увлажнение до определенной степени, но и наличие необходимой нагрузки на него.

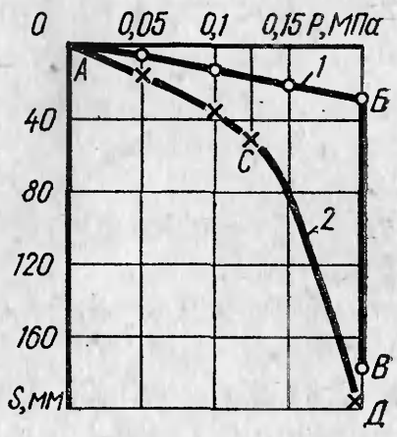


Рис. 1. Осадки и просадки фундаментов на просадочном грунте природной влажности *1* и в водонасыщенном состоянии *2*.

Кривая *АСД* на рис. 1 представляет собой осадку фундамента на том же грунте, но в водонасыщенном состоянии и при непрерывном его увлажнении. Она состоит из двух участков: *АС* — в пределах которого зависимость осадки от нагрузки имеет практически прямолинейный характер, и *СД* — на котором наблюдается нелинейная зависимость осадки от давления и модуль деформации по мере увеличения давления уменьшается.

Приведенные на рис. 1 графики показывают, что полная величина деформации фундамента на лессовом грунте равняется сумме осадки и просадки.

Характер протекания деформаций во времени на просадочных грунтах определяется их влажностью. В связи с тем что просадочные грунты обычно находятся в маловлажном состоянии, деформация сжатия их от внешней нагрузки происходит в течение сравнительно короткого времени. Просадка грунта, а в равной степени и осадка в водонасыщенном состоянии, протекают в течение более длительного времени, так как эти процессы связаны с фильтрацией воды через толщу грунта.

НОМЕНКЛАТУРНЫЕ ПОКАЗАТЕЛИ И КРИТЕРИИ ПРОСАДОЧНОСТИ ГРУНТОВ

Просадочность грунтов и возможность ее проявления оценивается по показателям и критериям просадочности.

Показатели просадочности определяют склонность грунтов к просадкам и представляют собой совокупность характеристик грунтов, от которых зависит их просадочность. Они являются всего лишь номенклатурными признаками и обычно не позволяют с достаточной достоверностью определить количественную величину возможной просадочности грунта.

Одним из основных показателей свойств грунта, характеризующих его недоуплотненное состояние, является показатель просадочности [68, 74]

$$\text{П} = \frac{e_L - e}{1 + e}, \qquad (1)$$

где e — коэффициент пористости грунта природного сложения и влажности; e_L — коэффициент пористости, соответствующий влажности на границе текучести W_L и определяемый по формуле

$$e_L = W_L \frac{\gamma_s}{\gamma_w}, \qquad (2)$$

где γ_s — плотность грунта; γ_w — плотность воды, принимается равной 1.

К просадочным относятся лессы и лессовидные грунты, для которых при числе пластичности $0{,}01 \leqslant I_p < 0{,}1$; $0{,}1 \leqslant I_p < 0{,}14$ и $0{,}14 \leqslant I_p < 0{,}22$ показатель просадочности П соответственно меньше 0,1; 0,17 и 0,24.

Вторым показателем, определяющим склонность лессовых грунтов к просадкам, наряду с недоуплотненным состоянием, является степень влажности. Известно, что с увеличением влажности просадочность уменьшается и при степени влажности $G \geqslant 0{,}8$ недоуплотненные лессовые грунты оказываются практически непросадочными.

Третьим показателем просадочности грунтов является структурная прочность, а вернее, степень ее снижения при увлажнении грунта. Этот показатель может быть выражен через прямые прочностные характеристики: сцепление C и угол внутреннего трения φ или косвенные: удельное сопротивление зондированию, сопротивление пенетрации и т. п.

Многочисленные исследования показывают, что изменение прочности лессовых грунтов при увлажнении происходит в основном за счет снижения сцепления и частично угла внутреннего трения. Учитывая, что определение прочностных характеристик C и φ взаимосвязано, степень снижения прочности при увлажнении просадочных грунтов через их прямые прочностные характеристики следует оценивать коэффициентом K_c, представляющим собой произведение отношений сцепления и угла внутреннего трения при естественной влажности в водонасыщенном состоянии, т. е.

$$k_c = \frac{C_e}{C_в} \cdot \frac{\varphi_e}{\varphi_в}. \qquad (3)$$

Степень снижения прочности лессовых грунтов при увлажнении может служить количественной характеристикой просадочности. Выполненные исследования на лессовидных суглинках по-

казывают (рис. 2), что связь между ними может быть принята линейной.

По результатам испытаний лессовых грунтов статическим зондированием за степень снижения прочности $k_з$ их принимается отношение сопротивления грунта конусу зонда при естественной влажности $P_{д.е}$ к сопротивлению того же грунта конусу зонда в водонасыщенном состоянии $P_{д.в}$, т. е.

$$k_з = \frac{P_{д.е}}{P_{д.в}}. \qquad (4)$$

По данным статического зондирования к просадочным относятся лессовидные грунты, для которых при давлениях на грунт 0,1; 0,2 и 0,3 МПа величина $k_з$ соответственно больше 2; 1,5 и 1,3.

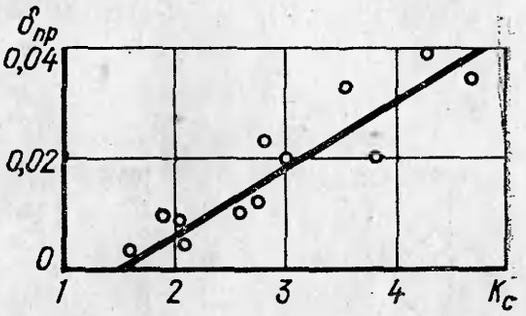


Рис. 2. Зависимость относительной просадочности $\delta_{пр}$ от степени снижения прочности лессовидных грунтов $k_с$.

Следует отметить, что коэффициенты снижения прочности грунтов $k_с$ и $k_з$ являются наиболее комплексными показателями просадочности, учитывающими наравне со структурной прочностью их степень влажности и плотности.

Критерии просадочности связаны с внешними воздействиями, при определенных величинах которых возможно развитие просадки грунтов. Критериями просадочности являются минимальные значения давления и степени повышения влажности, т. е. начальное просадочное давление $P_{пр}$ и начальная просадочная влажность $W_{пр}$, при которых начинает проявляться просадка грунта.

Критерии просадочности тесно связаны между собой и при комплексном рассмотрении их вместе с относительной просадочностью дают достаточно полную характеристику просадочных грунтов. На основе этого следует считать, что основными характеристиками просадочности грунтов являются: относительная просадочность $\delta_{пр}$, начальное просадочное давление $P_{пр}$ и начальная просадочная влажность $W_{пр}$, которые рассматриваются ниже.

Относительная просадочность

Относительная просадочность $\delta_{пр}$ представляет собой отношение изменения толщины слоя грунта при его замачивании под заданным давлением к его первоначальной толщине в природном залегании и равняется

$$\delta_{пр} = \frac{h - h^1}{h_0}, \qquad (5)$$

где h — высота образца грунта природной или заданной влажности, обжатого без возможности бокового расширения давле-

нием P_t, равным давлению от собственного веса вышележащего грунта или суммарному давлению от нагрузки фундамента и собственного веса грунта; h' — высота того же образца грунта после пропуска через него воды при сохранении давления P; h_0 — высота того же образца грунта природной или заданной влажности, обжатого давлением, равным природному без возможности бокового расширения.

Относительная просадочность лессовых грунтов определяется, как правило, в компрессионных приборах на образцах ненарушенной структуры путем испытания их методами [27, 67]:

одной кривой с испытанием одного образца грунта и замачиванием его на конечной ступени нагрузки (рис. 3, *а*). Метод позволяет определить сжи-

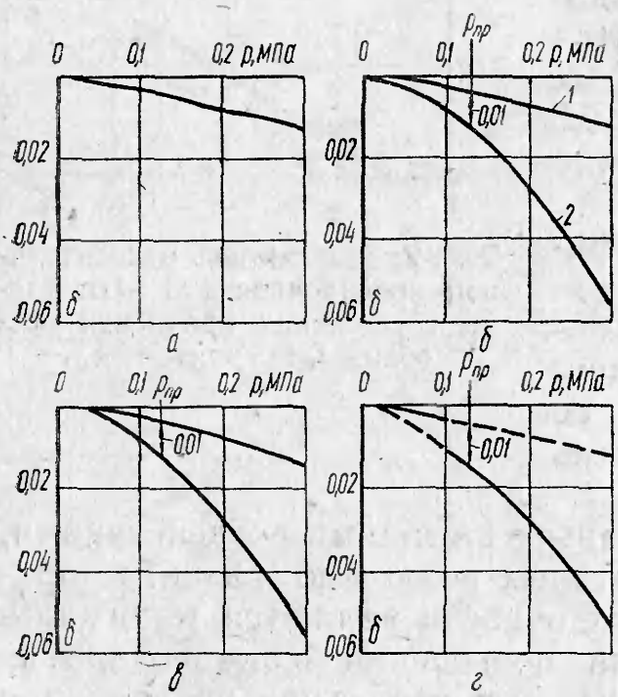


Рис. 3. Графики зависимости относительного сжатия δ от давления *р* при испытаниях по методам:
а — одной кривой; *б* — двух кривых; *в* — комбинированному; *г* — упрощенному.

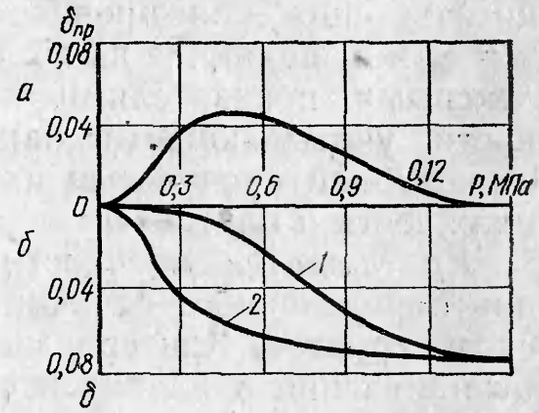


Рис. 4. Графики зависимости:
а — относительной просадочности $\delta_{пр}$; *б* — относительного сжатия δ от давления *р* на просадочный грунт.

маемость грунта при природной или заданной влажности и относительную просадочность при заданном давлении на грунт;

двух кривых, основанном на испытании двух образцов грунта с одинаковой степенью плотности, из которых один испытывается при природной влажности (*1*), а другой (*2*) в водонасыщенном состоянии (рис. 3, *б*). Этот метод обеспечивает определение сжимаемости грунта при природной влажности и полном водонасыщении, относительной просадочности в интервале изменения давления от нуля до конечного, начального просадочного давления;

комбинированным, представляющим собой сочетание методов одной и двух кривых (рис. 3, *в*);

упрощенным, основанным на испытании одного образца грунта и загружении его вначале при природной влажности до давления 0,1 МПа, но менее природного от собственного веса грунта,

замачивании грунта при этом давлении и последующем догружении до заданного давления при непрерывном замачивании (рис. 3, *г*). Метод позволяет определить те же характеристики грунта, что и метод двух кривых.

Иногда применяется также упрощенный метод, включающий испытание одного образца грунта при природной влажности до давления 0,2—0,3 МПа с последующим его замачиванием и догружением и экстраполяцией сжатия грунта в водонасыщенном состоянии по логарифмической кривой [24, 34].

Результаты определения относительной просадочности различными методами обычно оказываются достаточно близкими по своим значениям. В частности, статистический анализ более 250 параллельных определений $\delta_{пр}$ методами одной или двух кривых показал, что в 22% случаев наблюдается полное совпадение, в 55% хорошее с отклонением $\delta_{пр}$ до $\pm 20\%$, в 75% вполне удовлетворительное при отклонении $\delta_{пр}$ на $\pm 40\%$ и только в 25% случаев метод двух кривых дает значительные расхождения с повышением $\delta_{пр}$ более чем на 40%. В целом можно отметить, что по методам двух кривых и комбинированному относительная просадочность оказывается на 10—20% выше, чем по методам одной кривой и упрощенному.

При определении относительной просадочности грунтов в компрессионных приборах по любому методу следует иметь ввиду, что получаемые результаты имеют значительную вариантность вследствие чего отдельные значения $\delta_{пр}$ даже при испытаниях одного образца могут отличаться в 1,5—3 и даже 5 раз. Столь значительные колебания в значениях $\delta_{пр}$ могут быть объяснены малыми размерами образцов, некоторой неоднородностью грунта вследствие карбонатных и других включений или, наоборот, наличием пор повышенного размера, неизбежными ошибками при проведении исследований и др. факторами.

Многочисленные исследования показывают, что относительная просадочность зависит в основном от: давления на грунт, степени плотности грунта природной влажности и его состава, степени повышения влажности.

Зависимость относительной просадочности от давления на грунт выражается характерной кривой (рис. 4, *а*), в соответствии с которой при увеличении давления относительная просадочность вначале возрастает до максимального значения, а затем по мере повышения давления снижается до нуля [24, 33, 48]. Давление на грунт, при котором относительная просадочность достигает максимальной величины, М. Н. Гольдштейн [24] называет первым порогом просадочности. Обычно для лессов, лессовидных супесей и суглинков оно равняется 0,2—0,5 МПа, лессовидных глин 0,4—0,6 МПа. По аналогии вторым порогом просадочности является давление, соответствующее снижению относительной просадочности до нуля. Это давление чаще всего изменяется в пределах 1—2 МПа.

Приведенная на рис. 4, *а* зависимость относительной просадочности от давления вызывается тем, что при нагружении просадочного грунта природной влажности (кривая *1* на рис. 4, *б*) при определенной величине нагрузки происходит разрушение его структуры с резким увеличением сжатия без повышения влажности грунта. При этом деформация сжатия образца по мере повышения давления продолжается до тех пор, пока не будет достигнуто предельно плотное состояние грунта, определяемое составом его минеральной части. В процессе испытания просадочного грунта при полном водонасыщении (кривая *2* на рис. 4, *б*) разрушение его структуры происходит при значительно меньшем давлении на грунт и по мере повышения давления также при определенном его значении достигается предельная степень плотности грунта. Давление, при котором сливаются кривые *1* и *2*, будет соответствовать второму порогу просадочности.

Недоуплотненное состояние просадочных грунтов при повышении степени их плотности снижается и в связи с этим относительная просадочность по мере повышения объемной массы скелета грунта уменьшается (рис. 5, *а*). Аналогичным образом с увеличением природной или исходной влажности грунта относительная просадочность снижается (рис. 5, *б*) и при степени влажности 0,7—0,8 чаще всего оказывается меньше 0,01.

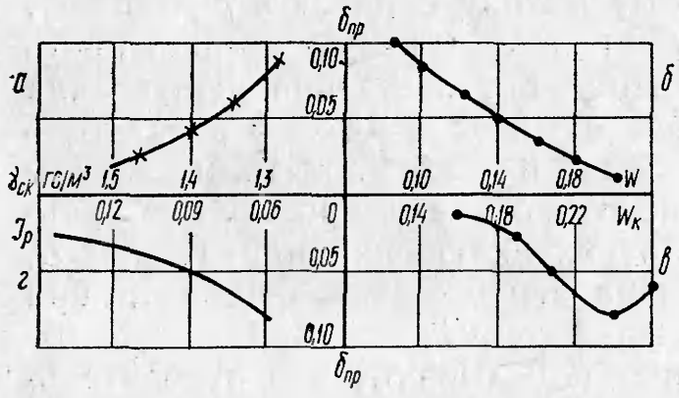


Рис. 5. Графики зависимости относительной просадочности $\delta_{пр}$ от:
а — объемной массы скелета грунта ($\gamma_{ск}$); *б* — природной влажности грунта (w); *г* — числа пластичности грунта $I_р$; *в* — конечной влажности ($w_к$).

Ранее считалось, что по мере повышения степени влажности грунта при его замачивании относительная просадочность возрастает и достигает максимального значения при полном водонасыщении грунта [2, 12, 35]. Однако выполненные НИИОСП [48] в последнее время исследования показали, что относительная просадочность с повышением конечной влажности возрастает до определенного предела, а затем, несмотря на увеличение влажности, снижается (рис. 5, *в*). По данным этих исследований максимальная величина относительной просадочности проявляется не при полном водонасыщении, а при некоторой более низкой влажности, при которой создаются наиболее оптимальные условия для уплотнения и проявления просадки грунта. Влажность, при которой достигается наибольшая относительная просадочность по аналогии со стандартным уплотнением [26], названная оптимальной, оказывается близкой к границе раскатывания $W_р$ и изменяется в пределах (0,95—1,3) $W_р$.

Зависимость относительной просадочности от состава грунта выражается тем, что с увеличением числа пластичности $\delta_{пр}$ уменьшается (рис. 5, *г*), т. е. наибольшей просадочностью при прочих равных условиях обычно обладают супеси, а меньшей — глины.

Начальное просадочное давление

Начальное просадочное давление $P_{пр}$ представляет собой минимальное давление от фундамента или собственного веса грунта, при котором начинает проявляться при полном водонасыщении просадка грунта. По своей сущности это давление, нарушающее природную структурную прочность грунта в водонасыщенном состоянии, в результате чего фаза нормального уплотнения переходит в фазу просадки, сопровождающуюся перестройкой структуры грунта и интенсивным уплотнением [41].

Из определения начального просадочного давления следует, что величина его должна приниматься при значении относительной просадочности, близком к нулю. Однако исследования показали, что за величину начального просадочного давления по результатам компрессионных испытаний целесообразно принимать давление, при котором относительная просадочность $\delta_{пр}$ равна 0,01, т. е. той же величине, ниже которой грунты считаются непросадочными [74]. Испытания грунтов в лабораторных условиях для определения начального просадочного давления выполняют методами двух кривых, комбинированным или упрощенным (см. рис. 3, *б, в, г*).

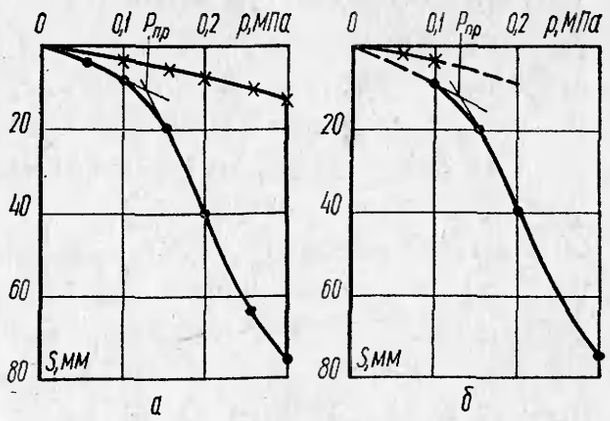


Рис. 6. Графики осадок и просадок штампов при испытаниях по методам: *а* — комбинированному; *б* — упрощенному.

Величина начального просадочного давления в полевых условиях для случаев, когда напряженное состояние грунта зависит в основном от нагрузки фундаментов, определяется по комбинированному или упрощенному методам (рис. 6). Суть первого метода состоит в том, что на каждом участке испытания проводят двумя штампами стандартных размеров, установленными на расстоянии 3—4 м один от другого [41]. В первом пункте штамп устанавливают на просадочный грунт естественной влажности, отдельными ступенями загружают до заданного давления на грунт (обычно 0,2—0,3 МПа), после чего грунт в основании штампа замачивают до стабилизации просадки. Во втором пункте грунт предварительно водонасыщается на глубину 0,8—1 м и в дальнейшем штамп нагружают ступенями по 0,025—0,05 МПа до заданной нагрузки с непрерывным замачиванием грунта.

Исследования, выполненные в различных районах СССР, показали, что на конечной ступени загрузки суммарные осадки и просадки по методам одной и двух кривых практически совпадают. Расхождение между ними обычно не превышает 5—10%.

По упрощенному методу испытание просадочного грунта при естественной влажности и в водонасыщенном состоянии проводят в одном пункте. Вначале штамп нагружают отдельными ступенями по 0,025—0,05 МПа при естественной влажности грунта до давления, близкого к начальному просадочному. Затем при этом давлении лессовый грунт замачивают до полного водонасыщения на глубину не менее 0,8—1 м; после этого продолжается загрузка штампа при непрерывном замачивании до заданной нагрузки. Обрабатывают результаты испытаний следующим образом. Кривая осадки грунта в водонасыщенном состоянии экстраполируется в соответствии с характером ее изменения влево до $p=0$, а кривая осадки при естественной влажности — вправо.

Статистическая обработка 120 результатов испытаний штампами просадочных лессовых грунтов различных районов СССР показала, что в общем случае график зависимости $S=f(p)$ при естественной влажности в интервале изменения давления до 0,2 МПа может быть выражен степенной кривой

$$S_i = S_1 \left(\frac{p_i}{p_1}\right)^a, \qquad (6)$$

где S_1 — осадка штампа при давлении p_1, при котором замачивали просадочный грунт; p_i —давление не более $p=0{,}2$ МПа, при котором определяется осадка S_i ; a — показатель степени, равный по результатам статистической обработки $a=1{,}2$.

По результатам испытаний грунтов штампами величина начального просадочного давления определяется по графику зависимости осадки от нагрузки для водонасыщенного состояния (см. рис. 6) и принимается численно равной условному пределу пропорциональности, характеризующему переход фазы нормального уплотнения водонасыщенного грунта в фазу просадки. При нечетко выраженном пределе пропорциональности за начальное просадочное давление рекомендуется принимать давление, при котором разность осадок штампов ΔS в водонасыщенном состоянии и при естественной влажности равняется

$$\Delta S = \Sigma \delta_{\text{пр}\,i} \cdot h_{\text{дф}} \cdot m_{\text{ф}}, \qquad (7)$$

где $\delta_{\text{пр}i}$ — средняя величина относительной просадочности, равная $\delta_{\text{пр}i}=0{,}01$; $h_{\text{д.ф}}$ — деформируемая зона под штампом; $m_{\text{ф}}$ — коэффициент условий работы, принимаемый равным $m_{\text{ф}}=0{,}5$.

Приведенные методики испытаний просадочных лессовых грунтов при минимальном количестве опытов позволяют определить практически все их деформативные характеристики, а именно: модули деформации при естественной влажности и в водонасыщенном состоянии; величину начального давления; возможную

величину просадки штампа при любом давлении по его подошве; степень изменчивости сжимаемости основания при его водонасыщении, а также сопоставить просадки штампа на конечной ступени нагрузки, получаемые по методам одной и двух кривых.

Сопоставление величин начального просадочного давления, определенных по рекомендованным выше методикам, показало, что полевые испытания обычно дают на 10—40% большие значения по сравнению с лабораторными.

Выполненные исследования показали, что для различных районов СССР величина начального просадочного давления лессовых грунтов изменяется от 0,02 до 0,3 МПа. Обычно же для лессовых грунтов УССР, РСФСР и др. районов она равняется 0,08—0,12 МПа, а просадка грунта от собственного веса начинается с глубины 5—7 м. В некоторых районах, сложенных лессовидными суглинками повышенной структурной прочности в водонасыщенном состоянии и по своим физико-механическим характеристикам приближающимися к глинам, величина начального давления повышается до 0,15—0,3 МПа, а просадка от собственного веса начинается с глубины 8—15 м.

Наряду с этим для отдельных предгорных районов Средней Азии, Северного Кавказа и др. величина начального просадочного давления лессовых грунтов часто снижается до 0,02—0,06 МПа, т. е. просадка от собственного веса происходит с глубины 1,0—3,5 м. В этих районах распространены лессы и легкие лессовидные суглинки, по своим физико-механическим характеристикам приближающиеся к супесям, имеющие естественную влажность 0,03—0,08, объемную массу скелета 1,18—1,3 т/м^3 и низкую структурную прочность.

Начальное просадочное давление, как показали результаты выполненных лабораторных и полевых исследований, зависит в основном от степени плотности и влажности грунта. С увеличением объемной массы скелета и степени влажности грунта начальное просадочное давление возрастает, и эта зависимость по данным испытаний просадочных грунтов штампами площадью 0,5 м^2 имеет практически прямолинейный характер.

Начальное просадочное давление широко используется в практике проектирования и строительства для: назначения расчетного давления на просадочный грунт, при котором просадка его будет отсутствовать; определения величины деформируемой зоны, т. е. зоны, в пределах которой происходит просадка грунта от нагрузки фундаментов; назначения необходимой глубины уплотнения просадочных грунтов или толщины грунтовой подушки, полностью устраняющих просадку от нагрузки фундаментов; определения глубины, начиная с которой происходит просадка грунта от собственного веса на площадках со II типом грунтовых условий; расчета возможных величин просадок фундаментов и грунтов от их собственного веса и во многих других случаях.

Начальная просадочная влажность

Начальная просадочная влажность $W_{пр}$ — это влажность, при которой просадочные лессовые грунты, находящиеся в напряженном состоянии от внешней нагрузки фундаментов или собственного веса грунта, начинают проявлять просадочные свойства [47].

За критерий при определении величины начальной просадочной влажности в лабораторных условиях по аналогии с начальным просадочным давлением принимается относительная просадочность, равная $\delta_{пр}=0{,}01$.

Методика определения начальной просадочной влажности в лабораторных условиях основывается на компрессионных испытаниях грунта по методу двух кривых. Из монолита грунта вырезают 4—6 образцов. Один образец грунта испытывают при природной влажности с загрузкой отдельными ступенями до максимального давления (рис. 7, *а*, кривая *1*, $W=0{,}125$); при

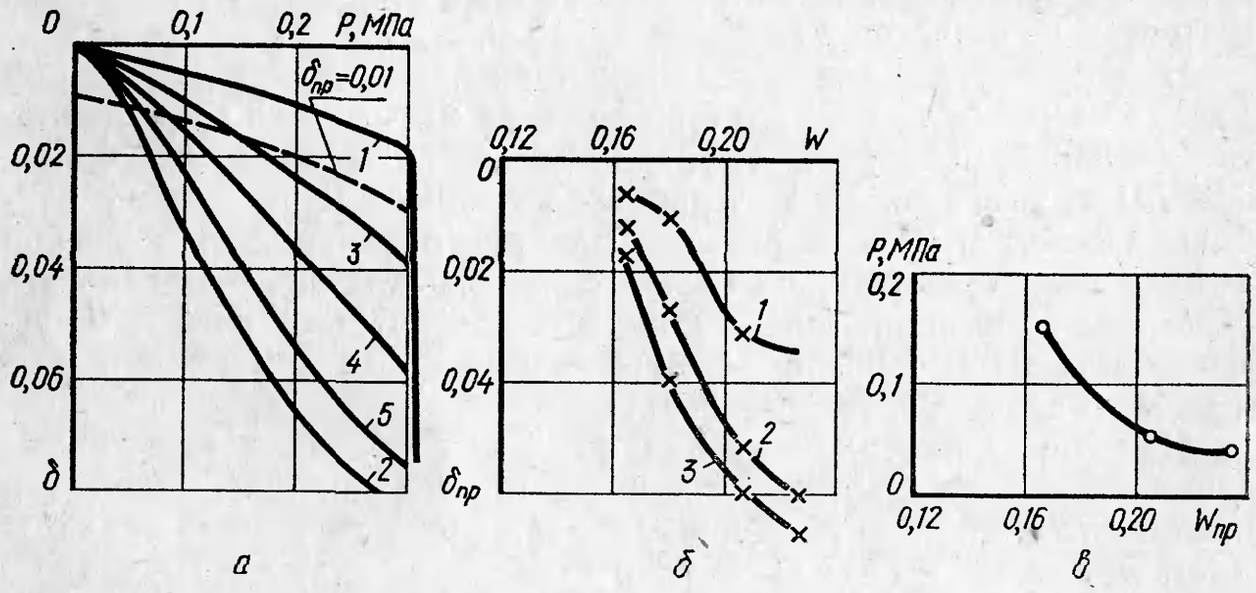


Рис. 7. Определение начальной просадочной влажности по компрессионным испытаниям.

этом давлении грунт замачивают до стабилизации просадки. Второй образец вначале водонасыщается, а затем при непрерывном замачивании загружается теми же ступенями до максимального давления (рис. 7, *а*, кривая *2*, $W=0{,}228$). Остальные образцы испытывают в компрессионных приборах после предварительного повышения их влажности до величин, разделяющих предел изменения влажности от исходной до полного водонасыщения на более или менее равные интервалы (кривые *3*, *4* и *5* с влажностью соответственно 0,162; 0,179 и 0,206).

Предварительно влажность образцов грунта повышают путем заливки в них расчетного количества воды с последующим выдерживанием их в эксикаторе в течение 1—3 суток для выравнивания влажности или путем пропаривания.

По полученным результатам компрессионных испытаний строится график зависимости относительного сжатия от нагрузки при различных значениях влажности (см. рис. 7, *б*). На этот же график наносят вспомогательную кривую (пунктирная линия), параллельную кривой относительного сжатия при исходной влажности, соответствующую $\delta_{пр} = 0{,}01$. По точкам пересечения этой кривой с кривыми относительного сжатия лессового грунта при различной влажности определяется давление на грунт, при котором величина начальной просадочной влажности равняется влажности испытуемого грунта. Полученные величины начальной просадочной влажности и соответствующих им давлений на грунт, равных в данном случае 0,17; 0,08; 0,06 МПа, используются для построения графиков зависимости относительной просадочности при этих давлениях от степени повышения влажности (рис. 7, *б*, кривые 1, 2, 3) и величины начальной просадочной влажности от давления (рис. 7, *в*).

Методика определения начальной просадочной влажности в полевых условиях включает испытание грунтов штампами в 4—5 пунктах, расположенных на расстоянии 3—5 м друг от друга. В первом пункте грунт испытывают при естественной влажности до заданного давления (рис. 8, *а*, кривая 1, $W_1 = 0{,}12$), во втором — в водонасыщенном состоянии (кривая *4*, $W_2 = 0{,}24$). В других пунктах грунт испытывается после предварительного повышения его влажности медленным насыщением на 0,03—0,06 в пределах толщи глубиной 1 м (кривые *2* и *3* с $W_3 = 0{,}178$ и $W_4 = 0{,}207$). В процессе испытаний поверхность грунта защищают от его увлажнения или, наоборот, снижения влажности при возможном подсыхании.

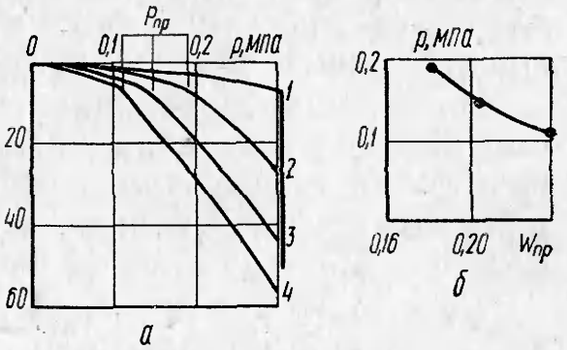


Рис. 8. Определение начальной просадочной влажности по испытаниям штампами.

По результатам испытаний штампами просадочных грунтов с различной влажностью строят графики зависимости осадки от нагрузки (см. рис. 8, *а*), на которых для каждой кривой определяется условный предел пропорциональности. Давление, соответствующее условному пределу пропорциональности, представляет собой давление на грунт, при котором начальная просадочная влажность равняется влажности испытываемого грунта. В дальнейшем по полученным значениям начальной просадочной влажности и давления строится график зависимости между ними (см. рис. 8, *б*).

Сопоставление величин начальной просадочной влажности, определенных по рекомендованным выше методикам, показало, что полевые испытания обычно дают значения на 20% больше лабораторных.

Начальная просадочная влажность тесно связана с начальным просадочным давлением. Для каждого давления на грунт величина начальной просадочной влажности соответствует начальному просадочному давлению при влажности, равной начальной просадочной влажности. Обычно применяемое понятие начального просадочного давления для случаев полного водонасыщения лессового грунта обозначает минимальное давление на грунт при максимальном значении начальной просадочной влажности, соответствующей полному водонасыщению.

Величина начальной просадочной влажности для различных видов определяется:

напряженным состоянием грунта под воздействием внешней нагрузки или собственного веса, которое при соответствующем снижении прочности грунта при его увлажнении способно преодолеть внутреннюю связность и прочность грунта, вызвать нарушение существующей структуры и просадку грунта;

степенью плотности, характеризующей потенциальную способность его к дополнительному уплотнению при увлажнении;

прочностью структурных связей грунта и степенью ее снижения при увлажнении до определенного состояния.

С увеличением давления на грунт (см. рис. 7, *в* и 8, *б*) величина начальной просадочной влажности уменьшается, а с уменьшением давления — возрастает. При увеличении объемной массы скелета грунта, а также сопротивления его сдвигу в водонасыщенном состоянии начальная просадочная влажность прямо пропорционально возрастает, т. е. чем выше степень плотности и прочности грунта, тем большая нужна его степень влажности для того, чтобы при заданном давлении началось разрушение существующей структуры грунта и его просадка.

Начальная просадочная влажность в основном используется для определения возможности проявления просадки лессовых грунтов от собственного веса при повышении влажности не до полного водонасыщения, а также зависимости относительной просадочности от степени повышения влажности.

Учитывая, что просадка лессовых грунтов при любом давлении происходит только при повышении влажности выше начальной просадочной $W_{пр}$, относительную просадочность при повышении влажности рекомендуется вычислять по формуле

$$\delta_{пр\ w} = (\delta_{пр} - 0{,}01)\frac{W_к - W_{пр}}{W_{п.в} - W_{пр}} + 0{,}01, \qquad (8)$$

где $\delta_{пр.w}$ — относительная просадочность при насыщении до заданной конечной влажности $W_к$; $\delta_п^р$ — то же, при полном водонасыщении; 0,01 — величина относительной просадочности; по которой определяется начальная влажность.

ДЕФОРМАЦИОННЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТОВ

Деформационными характеристиками просадочных лессовых грунтов являются: модуль деформации E, коэффициент сжимаемости a, относительное сжатие δ, коэффициент изменчивости сжимаемости α.

Модуль деформации используется для расчета возможных величин осадок фундаментов и их неравномерности и определяется, как правило, в полевых условиях путем испытания грунтов статическими нагрузками с использованием стандартных штампов площадью $F=0{,}5$ м^2 по изложенной выше методике. При определении модуля деформации по результатам компрессионных испытаний следует иметь в виду, что значения его в этих случаях в зависимости от степени плотности и влажности получаются в 1,5—10 раз меньше.

Модуль деформации просадочных грунтов зависит в основном от влажности, степени плотности, а также от их структурной связности и прочности. По мере повышения объемной массы скелета грунта модуль деформации возрастает, а с увеличением влажности уменьшается. При повышенной структурной прочности и связности грунтов при прочих равных условиях модуль деформации возрастает. В связи с этим имевшиеся попытки установить зависимость модуля деформации только от степени влажности и плотности для всех видов просадочных грунтов не дали достаточно удовлетворительных результатов. Зависимости модуля деформации просадочных грунтов от степени их влажности и плотности могут быть получены лишь для отдельных регионов и видов грунтов, характеризующихся достаточно однородным составом и одинаковой структурной прочностью.

В связи с тем что модуль деформации просадочных грунтов зависит от влажности, при определении его должна указываться средняя влажность испытываемых грунтов. Одновременно с этим для получения достаточно полной характеристики сжимаемости просадочного грунта модули деформации его должны определяться при различных значениях влажности, но как минимум при двух: наиболее характерной минимальной для исследуемого района или установившейся и при полном водонасыщении.

Коэффициент изменчивости сжимаемости просадочных грунтов α представляет собой отношение характеристик сжимаемости при природной или установившейся влажности и в водонасыщенном состоянии

$$\alpha = \frac{E_e}{E_в} = \frac{a_e}{a_в} = \frac{\delta_e}{\delta_в}. \qquad (9)$$

Сопоставление коэффициентов изменчивости сжимаемости просадочных грунтов, получаемых по полевым и лабораторным исследованиям, показывает, что они отличаются в пределах все-

го 0,65—2 раза. Поэтому для практических целей вполне достаточно коэффициенты изменчивости сжимаемости просадочных грунтов определять в лабораторных условиях.

Коэффициент изменчивости сжимаемости просадочных грунтов в основном зависит от давления на грунт, влажности и степени ее повышения при замачивании: при увеличении давления на грунт коэффициент изменчивости возрастает, при повышении природной влажности — снижается и при полном водонасыщении приближается к единице, т. е. сжимаемость водонасыщенного просадочного грунта при последующем замачивании практически не увеличивается. С увеличением степени повышения влажности просадочного грунта при его постепенном замачивании коэффициент изменчивости сжимаемости α возрастает до максимального значения, соответствующего полному водонасыщению грунта.

ПРОЧНОСТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТОВ

Прочностными характеристиками просадочных, как и обычных, грунтов являются удельное сцепление C и угол внутреннего трения φ, которые зависят в основном от их степени влажности, структурной прочности и в меньшей мере плотности. С повышением влажности просадочного грунта до полного водонасыщения сцепление снижается в 2—10 раз, угол внутреннего трения в 1,05—1,2 раза. С увеличением структурной прочности прочностные характеристики и, особенно, сцепление возрастают. Так же, как и для обычных грунтов при повышении степени плотности сцепление C и угол внутреннего трения φ возрастают.

В связи с изложенным выше прочностные характеристики просадочных грунтов должны определяться с учетом степени их влажности при, как минимум, двух состояниях: при природной или установившейся влажности, которая будет в процессе строительства и эксплуатации, и в водонасыщенном состоянии. При достаточно большом объеме исследований целесообразно определять показатели для различной степени повышения влажности с тем, чтобы получить зависимости C и φ от влажности в диапазоне ее изменения от природной до полного водонасыщения.

Исследования показали, что прочностные характеристики просадочных грунтов естественной структуры в водонасыщенном состоянии в значительной степени зависят от условий проведения испытаний на сдвиг и, в частности, от давления предварительного уплотнения. Анализ результатов исследований позволяет выделить три характерных стадии изменения прочностных характеристик просадочных грунтов (рис. 9).

На I стадии при увеличении давления предварительного уплотнения от нуля до величины, близкой к начальному просадочному давлению, сцепление C возрастает, а угол внутреннего тре-

ния φ несколько снижается. Происходит это, по-видимому, от того, что при небольших уплотняющих давлениях и отсутствии просадки естественная структура грунта практически не нарушается и вторичное (цементационное) сцепление по Н. Я. Денисову [33] сохраняется, а первичное (межмолекулярное) сцепление за счет некоторого увеличения степени плотности и сближения частиц грунта возрастает, что и приводит к увеличению полной величины сцепления. Одновременно с этим некоторое уплотнение грунта на этой стадии приводит к частичному проникновению мелких частиц в крупные поры, поверхности скольжения сглаживаются, что вызывает снижение угла внутреннего трения.

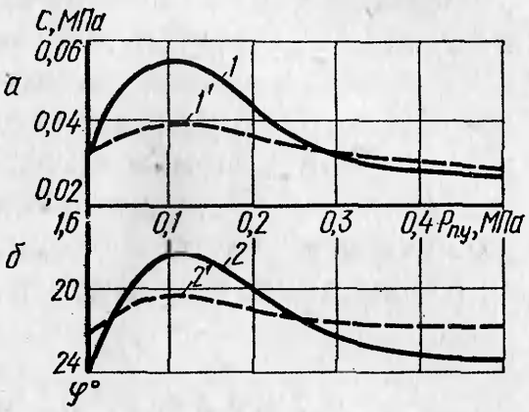


Рис. 9. Графики зависимости давления от предварительного уплотнения ($p_{п.у}$):

а — удельного сцепления (*C*); *б* — угла внутреннего трения (φ); *1* и *2* — для лессовидных суглинков Запорожья; *1′* и *2′* — то же, Душанбе.

На II стадии при увеличении давления предварительного уплотнения до 0,2—0,25 МПа и соответствующей фазе просадки грунта происходит разрушение существующей структуры грунта. В результате этого резко снижается вторичное сцепление и, несмотря на некоторое повышение первичного сцепления от сближения частиц грунта при его уплотнении, полная величина сцепления уменьшается. С увеличением давления интенсивность снижения сцепления уменьшается. Угол внутреннего трения на этой стадии за счет существенного повышения степени плотности в результате просадки грунта и увеличения количества контактов между частицами грунта возрастает.

На III стадии после проявления просадки и наступления фазы послепросадочного уплотнения происходит незначительное повышение степени плотности вновь сформировавшейся структуры грунта. В связи с дальнейшим уплотнением грунта вторичное сцепление продолжает снижаться, а первичное возрастает. Соотношением их и определяется величина полного сцепления, которая, как правило, оказывается практически постоянной. В то же время угол внутреннего трения на этой стадии за счет некоторого повышения степени плотности и увеличения количества контактов между частицами продолжает возрастать.

С учетом изложенного выше в зависимости от поставленных задач по определению прочностных характеристик просадочных грунтов и условий их работы в основании фундаментов или в массиве грунта испытания на сдвиг в срезных приборах целесообразно выполнять по следующим трем схемам:

1-я схема — медленный сдвиг в условиях завершенной консолидации (с предварительным уплотнением образцов) при природной или установившейся влажности грунта, испытания по ко-

торой соответствуют случаям отсутствия замачивания и просадки грунта и используются в основном для расчета оснований при природной влажности.

2-я схема — медленный сдвиг в условиях завершенной консолидации при полном водонасыщении грунта, т. е. в условиях работы грунта после проявления его просадки, результаты определения прочностных характеристик по которой используются для расчета оснований в случаях замачивания грунтов и допущения возможных величин просадок.

3-я схема — быстрый сдвиг в условиях незавершенной консолидации (без предварительного уплотнения образцов) при полном водонасыщении грунта. Испытания по этой схеме соответствуют состоянию процесса просадки грунта и используются для расчета оснований, сложенных просадочными грунтами в процессе их замачивания и просадки.

Глава II. ЗАКОНОМЕРНОСТИ РАЗВИТИЯ ПРОСАДОЧНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ

РАЗВИТИЕ ПРОСАДОЧНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ ПО ГЛУБИНЕ

Полевые крупномасштабные исследования по замачиванию больших толщ просадочных грунтов при наличии опытных фундаментов, выполненные в различных грунтовых условиях [41], позволили установить общий характер развития просадок грунта по глубине и выявить частные случаи их проявления.

В общем случае просадки по глубине характеризуются наличием трех характерных зон (рис. 10):

I — деформируемая зона, в пределах которой происходит просадка грунта (кривая *3*) под совместным действием нагрузки от фундамента и собственного веса грунта. Она распространяется от подошвы фундамента до глубины, на которой вертикальные напряжения от нагрузки фундамента σ_z (кри-

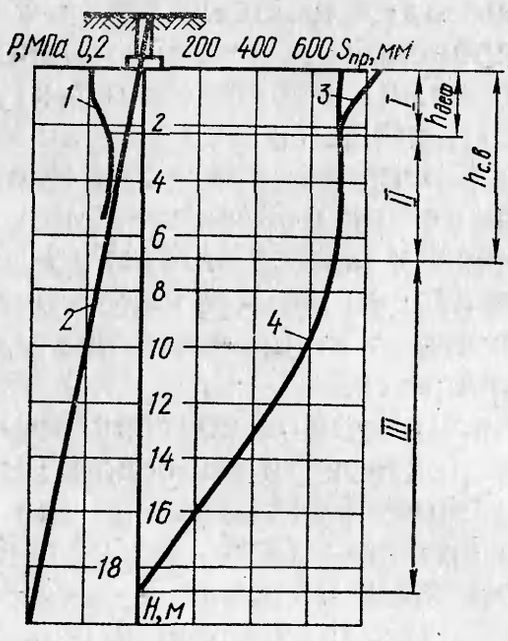


Рис. 10. Зоны деформации просадочного грунта в основании фундамента (общий случай).

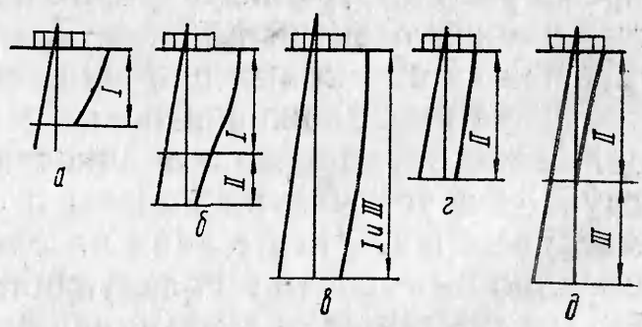


Рис. 11. Частные случаи деформации просадочного грунта в основании фундамента.

вая *1*) и собственного веса грунта $\sigma_{б.z}$ (кривая *2*) равняются величине начального просадочного давления $p_{пр}$, т. е. $\sigma_z + \sigma_{з.z} = p_{пр}$.

II — пассивная зона, в которой деформации грунта при замачивании практически отсутствуют, так как суммарные напряжения от собственного веса грунта $\sigma_{б.z}$ и нагрузки фундамента σ_z в ней меньше начального просадочного давления $p_{пр}$.

III — зона просадки грунта от собственного веса, в пределах которой происходит просадка грунта от его собственного веса (кривая *4*). Начинается она с глубины, где вертикальные напряжения от собственного веса грунта равняются начальному просадочному давлению ($\sigma_{б.z} = p_{пр}$), и заканчивается на нижней границе просадочной толщи.

В зависимости от размеров фундаментов, нагрузки на них, толщины слоя просадочного грунта и других факторов из общего случая могут быть выделены пять частных случаев (рис. 11):

а — при небольшой толщине слоя просадочных грунтов зоны II и III могут отсутствовать и просадка фундаментов будет происходить только в деформируемой зоне от совместного действия нагрузки фундаментов и собственного веса грунта;

б — при сравнительно небольших размерах фундаментов и ограниченной толщине слоя просадочных грунтов зона III может отсутствовать и просадка грунта происходит только в деформируемой зоне;

в — при больших размерах фундаментов и нагрузок на них зоны I и III сливаются, в результате чего в пределах всей происходит только от собственного веса грунта.

г — при сравнительно небольшой нагрузке от фундамента или его отсутствия и ограниченной толщине слоя просадочного грунта зоны I и III отсутствуют и просадка грунта при его замачивании не наблюдается;

д — при сравнительно небольшой нагрузке от фундамента или его отсутствии зона I отсутствует и просадка грунта происходит только от собственного веса грунта.

Общий характер просадки грунтов (см. рис. 10) наблюдается в тех случаях, когда фундаменты возводят на естественном основании. При подготовке оснований путем уплотнения просадочных грунтов тяжелыми трамбовками, устройства грунтовых подушек, а также при вытрамбовывании котлованов, снижении давления на грунт до величины начального просадочного давления, закреплении верхнего слоя грунта общий случай деформации грунтов переходит в частные случаи *г* и *д*. Аналогичным образом при уплотнении просадочных лессовых грунтов предварительным замачиванием общий характер деформации просадочных грунтов переходит в частные случаи *а*, *б*, и *г*, когда полностью исключается возможность просадок в зоне III от собственного веса грунта.

Грунтовые условия строительных площадок в зависимости от возможности проявления просадки грунтов от собственного

веса при их замачивании подразделяются на два типа [41, 68]:

I тип — толщи просадочных грунтов, в которых просадки грунта от их собственного веса отсутствуют, или возможные величины просадки не превышают 5 см и просадка грунта происходит в основном в пределах деформируемой зоны основания от нагрузки фундамента либо другой внешней нагрузки. К этим толщам относятся случаи *а*, *б*, *г*, приведенные на рис. 11.

II тип — это толщи просадочных грунтов, в которых возможна просадка грунта от его собственного веса, происходящая преимущественно в нижней части просадочной толщи и величина ее больше 5 см, а при наличии внешней нагрузки возможна также просадка в пределах деформируемой зоны.

Тип грунтовых условий по просадочности широко используется при общей оценке условий строительства, выборе противопросадочных мероприятий, расчете и проектировании оснований, фундаментов и самих зданий на просадочных грунтах.

ПРОСАДКИ ГРУНТОВ ОТ НАГРУЗКИ ФУНДАМЕНТОВ

Исследования особенностей и закономерностей развития просадок грунтов от нагрузки фундаментов показали, что они происходят только в пределах деформируемой зоны (см. рис. 10) и на участках замачивания или повышения влажности грунтов [2, 28, 21, 41, 83]. Появление дополнительных осадок ленточных или плитных фундаментов за пределами увлажненной зоны вызывается только дополнительным обжатием грунта основания за счет перераспределения реактивных давлений при изгибе конструкций.

Просадки грунтов от нагрузки фундаментов, так же как и от собственного веса, проявляются только в тех случаях, когда суммарные напряжения в грунте превышают величину начального просадочного давления, а повышение влажности — начальную просадочную влажность. При сумме давлений на грунт от нагрузки фундамента и собственного веса грунта, меньшей величины начального просадочного давления, а в равной мере и при недостаточной степени повышения влажности — просадки фундаментов отсутствуют.

Просадка грунта от нагрузки фундамента сопровождается уплотнением и перемещением отдельных частиц грунта и их агрегатов в вертикальном и горизонтальном направлениях в пределах деформируемой зоны, причем преобладает уплотнение грунта в вертикальном направлении.

При замачивании просадочного грунта под подошвой фундамента снижается модуль деформации увлажненного грунта и основание может рассматриваться как двухслойное с концентрацией вертикальных напряжений в верхнем увлажненном слое [20].

Величина и характер развития просадок грунта от нагрузки фундамента зависят в основном от степени повышения влажности грунта и размеров увлажненной зоны. Неравномерность просадки фундамента вызывается изменением просадочных свойств грунтов, и, главным образом, различными глубинами увлажнения и степенью повышения влажности в пределах увлажненной зоны.

Характер протекания просадки грунта от нагрузки фундаментов во времени аналогичен уплотнению водонасыщенных глинистых грунтов с большим коэффициентом фильтрации при быстром приложении нагрузки. В первый период замачивания, когда коэффициент фильтрации грунта сравнительно высокий, просадка протекает быстро. Затем по мере уплотнения и уменьшения коэффициента фильтрации при сохранении размеров увлажненной зоны скорость просадки затухает и наступает ее стабилизация. При повторном замачивании, т. е. при увеличении размеров увлажненной зоны, просадка вновь возрастает до тех пор, пока не будет замочена вся деформируемая зона и не наступит полная стабилизация просадки.

Сопоставление отмеченных выше особенностей деформации лессовых грунтов при просадке их от нагрузки фундаментов и собственного веса грунта с деформацией обычных непросадочных грунтов от внешней нагрузки указывает на значительное их сходство. Поэтому просадку лессового грунта, находящегося в напряженном состоянии от внешней нагрузки, можно рассматривать как осадку водонасыщенного средне- или сильносжимаемого грунта с модулем деформации, соответствующим данному состоянию по влажности и плотности.

Местное замачивание лессового грунта в основании зданий и сооружений приводит к снижению модуля деформации на замоченном участке и основание становится неравномерно сжимаемым. В этом случае по условиям работы конструкций оно практически не будет отличаться от оснований, сложенных обычными неравномерно сжимаемыми грунтами. Основная разница состоит лишь в том, что осадку фундаментов на лессовом грунте естественной влажности к моменту местного замачивания следует считать полностью законченной и дальнейшее увеличение ее может иметь место только вследствие перераспределения реактивных давлений по подошве фундаментов.

ПРОСАДКИ ГРУНТОВ ОТ СОБСТВЕННОГО ВЕСА

Просадки поверхности грунтов от собственного веса при замачивании их сверху характеризуются (рис. 12): вертикальными перемещениями, называемыми просадками; наклоном; кривизной поверхности и горизонтальными перемещениями, т. е. практически теми же видами деформаций, что и при горных выработках [41, 84].

Просадка поверхности грунта от собственного веса в общем виде при замачивании на значительной площади имеет вид, приведенный на рис. 12, *б*, и характеризуется:

горизонтальным участком просадки грунта B в средней части замачиваемой площади;

двумя криволинейными участками изменения просадок грунта r (на рис. 12 вместо r дана величина A).

распространением просадки грунта в стороны от замачиваемой площади $L_{пр}$;

просадкой грунта в средней части замачиваемой площади $S^{м}_{пр}$.

Размер горизонтального участка просадки грунта B определяет среднюю часть замачиваемой площади, в пределах которой просадка грунта оказывается практически одинаковой и изменяется не более чем на 5—8% от средней величины просадки в этой области. Он зависит от физико-механических характеристик замачиваемых грунтов, ширины замачиваемой площади b, глубины замачивания Н. Величина его приближенно равна $B=b—H$, т. е. горизонтальный участок просадки грунта может наблюдаться только при замачивании площадей шириной b, превышающей глубину замачивания или величину просадочной толщи H. При небольшой ширине замачиваемой площади — менее величины просадочной толщи, горизонтальный участок просадки грунта отсутствует и просадка поверхности грунта будет состоять из двух криволинейных участков MN величиной r.

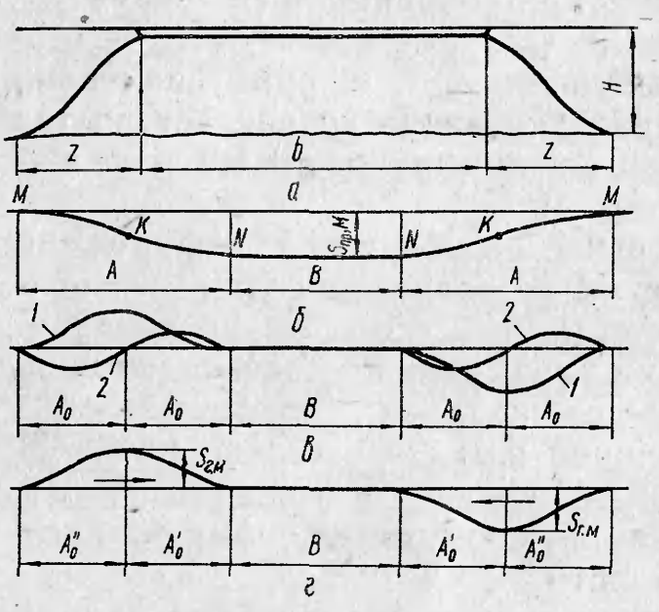


Рис. 12. Общий характер развития на замачиваемой площади (*а*) просадок поверхности грунта (*б*), наклонов (*в, 1*) и кривизны поверхности (*в, 2*) и горизонтальных перемещений грунта (*г*).

В соответствии с рис. 12, *а, б* длина криволинейного участка просадки грунта от собственного веса равна

$$r = L_{пр} + \frac{b - B}{2}, \qquad (10)$$

а при $B=0$ максимальная величина будет равна

$$r = L_{пр} + \frac{H}{2}. \qquad (11)$$

Величина распространения просадки грунта в стороны $L_{пр}$ непосредственно связана с шириной распространения воды L в стороны от замачиваемой площади и, как показывают резуль-

таты их сопоставления, отношение между ними колеблется в пределах 0,8—1,4, что позволяет принять $L_{пр} = L$.

Анализ экспериментальных кривых просадки поверхности грунта от собственного веса, полученных в различных районах СССР, показал, что характер изменения просадки грунта на криволинейных участках MN (см. рис. 12, *б*) при начале координат в точке N с наибольшей степенью приближения описывается уравнением косинусоиды вида

$$S_{пр.x}^{(м,в)} = \frac{S_{пр.гр}^{м.в.}}{2}\left(1 + \cos\frac{\pi}{r}x\right). \qquad (12)$$

Косинусоида имеет прогиб в точке K с координатами $\frac{r}{2}$ и $\frac{S_{пр.гр}}{2}$, где кривизна ее наибольшая.

Вычисленные просадки различных точек поверхности грунта по выражению (12) достаточно хорошо совпадают с замеренными. Отличаются они между собой обычно в пределах $\pm 20\%$. Несколько большие отклонения наблюдаются иногда в тех местах, где фактический характер кривой просадки грунта вследствие наличия просадочных трещин искажается.

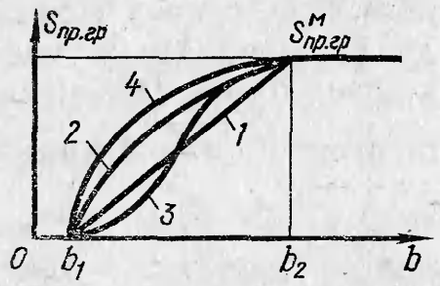


Рис. 13. Зависимость величины просадки грунта от собственного веса от ширины замачиваемой площади (увлажненной зоны) по:

1 — прямой; *2* — полуветви синусоиды; *3* — косинусоиде; *4* — полуэллиптической кривой.

Величина просадки поверхности грунта от собственного веса в средней части замачиваемой площади вследствие возникающих сил трения и сцепления между увлажненной зоной и окружающим ее неувлажненным массивом грунта в значительной мере зависит от ширины замачиваемой площади b (рис. 13). При недостаточных размерах ширины замачиваемой площади b_1 даже при обильном увлажнении грунта на глубину, превышающую границу $h_{с.в}$ (см. рис. 10), с которой происходит просадка грунта от собственного веса, последняя часто отсутствует. Это означает, что для возникновения просадки грунта от собственного веса для каждого вида грунта необходимы определенные размеры замачиваемой площади или увлажненной зоны. Одновременно с этим полная просадка грунта начинает проявляться только при определенных размерах источников замачивания b_2.

Характер изменения просадки грунта $S_{пр.гр}^{м}$ на участке от b_1 до b_2 в зависимости от вида грунта, его физико-механических характеристик может быть описан одной из кривых, приведенных на рис. 13. В частности, по исследованиям А. С. Ковалева и Н. И. Фролова [80], при замачивании просадочных грунтов толщиной $H = 25$ м из круглых водоисточников на Келесском масси-

ве орошения параметры b_1 и b_2 оказались равными соответственно 2 и 15 м, зависимость $S^{м}_{пр.гр}$ $f(b)$ описывается полуэллиптической кривой, а из протяженных источников-каналов в зоне Большого Ставропольского канала $b_1=1$ м, $b_2=8$ м при $H=25$ м и зависимости $S^{м}_{пр.гр}$ $f(b)$ на участке от b_1 до b_2 по прямой линии.

Наклон и кривизна поверхности грунта в пределах горизонтального участка B просадки грунта (см. рис. 12, *в*) равны нулю. На криволинейных участках MN эти величины определяются по выражению (12).

Наклоны поверхности грунта, представляющие собой тангенс угла наклона касательной к кривой неравномерных просадок, определяются как первая производная из уравнения кривой просадки (12), т. е.

$$\operatorname{tg}\theta = -\frac{\pi}{r}\sin\frac{\pi}{r}x\,\frac{S_{пр.гр}}{r}. \qquad (13)$$

Из полученного выражения (13) видно, что наклоны поверхности грунта на криволинейном участке изменяются по синусоиде. На начальных участках кривой при $x=0$ и $x=r$ наклоны равняются нулю. Максимальный наклон имеет место в точке перегиба при $x=\frac{r}{2}$ и равняется

$$\operatorname{tg}\theta_{м} = -\frac{\pi}{r}\cdot\frac{S_{пр}}{2}. \qquad (14)$$

Кривизна поверхности на криволинейных участках просадки грунта в пределах их отдельных наибольших по длине частей принимается равной

$$K_i = \frac{2(S_{пр.i} - S_{пр.i-1})}{x_i^2 - x_{i-1}^2}, \qquad (15)$$

а условный радиус кривизны $R_{ус}$ криволинейного участка просадки грунта

$$R_{ус} = \frac{r^2}{2S_{пр.гр}}(1 + m_n), \qquad (16)$$

где $S_{пр.i}$ и $S_{пр.i-1}$ — просадки поверхности грунта, определяемые по формуле (12), на участке с координатами x_i и x_{i-1};

m_n — коэффициент, численно равный $S_{пр.гр}$, м.

ГОРИЗОНТАЛЬНЫЕ ПЕРЕМЕЩЕНИЯ ГРУНТОВ ПРИ ПРОСАДКАХ ОТ СОБСТВЕННОГО ВЕСА

Выполненные в разное время исследования позволили установить, что горизонтальные перемещения поверхности грунта — это следствие неравномерных вертикальных перемещений — просадок и изменения напряженного состояния грунта вследствие замачивания и его просадки [42].

Эксперименты показывают, что в первый период замачивания наблюдаются только просадка грунтов при отсутствии горизон-

тальных перемещений. Последние появляются лишь при относительной разности просадки около 3—5 мм на 1 м и в дальнейшем по мере увеличения разности просадки увеличиваются до максимальной величины, соответствующей данному виду грунта и условиям замачивания.

В плане горизонтальные перемещения проявляются практически в пределах тех же участков, на которых происходят неравномерные просадки грунта (см. рис. 12, *г*), т. е. на криволинейных участках кривой просадки поверхности грунта. С увеличением времени развития неравномерных просадок соответственно возрастает область горизонтальных перемещений грунта.

В начальных точках криволинейного участка кривой просадки грунта горизонтальные перемещения равняются нулю. По мере удаления от этих точек горизонтальные перемещения увеличиваются до некоторой максимальной величины, при дальнейшем удалении абсолютная величина горизонтальных перемещений уменьшается до нуля. Векторы горизонтальных перемещений поверхности грунта направлены к центру замачиваемой площади.

Максимальная величина горизонтальных перемещений наблюдается, как правило, в точках, где величина просадки грунта равняется половине максимальной величины на рассматриваемом поперечнике.

В общем случае при замачивании площадей значительных в плане размеров горизонтальные перемещения поверхности грунта характеризуются наличием трех зон (см. рис. 12, *г*): зон горизонтального уплотнения r_0': зон горизонтального разуплотнения грунта r_0'' и нейтральной зоны.

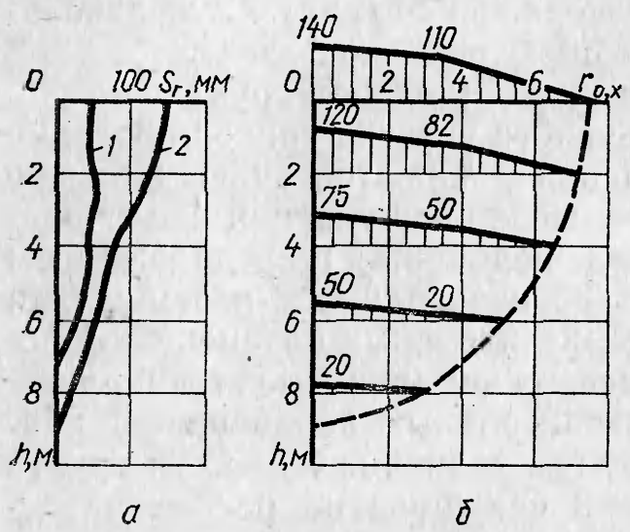
В пределах зон горизонтального уплотнения происходит уплотнение грунта с перемещением его от периферии в сторону центра замачиваемой площади. По мере удаления от границы нейтральной зоны абсолютная величина горизонтальных перемещений поверхности грунта увеличивается до максимальной величины на границе с зоной горизонтального разуплотнения.

В пределах зон горизонтального разуплотнения грунта так же происходят горизонтальные перемещения поверхности грунта в сторону оси замачиваемой площади. Но так как с удалением от границы зоны уплотнения полная величина горизонтальных перемещений постепенно уменьшается до нуля, они приводят к разуплотнению грунта у поверхности. Разуплотнение грунта выражается появлением в нем растягивающих напряжений и образованием просадочных трещин, которые, как правило, располагаются только в пределах этой зоны.

Границы зон горизонтального уплотнения и разуплотнения грунта, характеризуемые максимальной абсолютной величиной горизонтальных перемещений, практически совпадают с участком максимального наклона кривой просадки грунта от собственного веса. В связи с этим для аналитических расчетов ширину распространения каждой из этих зон в плане r_0 можно принять

одинаковой и равной половине длины криволинейного участка кривой просадки, т. е. $r_0 = \frac{r}{2}$.

В нейтральной зоне, совпадающей в плане с горизонтальным участком просадки грунта B, в пределах которого просадки грунта практически равномерные, горизонтальные перемещения поверхности отсутствуют. При замачивании лессового грунта с площадей ограниченной ширины, например из каналов, траншей и т. п. источников нейтральная зона пропадает и горизонтальные перемещения будут характеризоваться наличием зон уплотнения и разуплотнения грунта.



а б

Рис. 14. Изменение горизонтальных перемещений по глубине (*а*) и эпюра горизонтальных перемещений в массиве грунта (б).

В процессе просадки грунта при постепенном увеличении размеров увлажненной зоны происходит постепенное перемещение границ описанных выше зон, вследствие чего представленный на рис. 12, *г* плавный характер распределения горизонтальных перемещений будет искажаться.

На ровном участке и при горизонтальном напластовании грунтов горизонтальные перемещения развиваются практически симметрично относительно центра замачиваемой площади (см. рис. 12, *г*). При наклонных напластованиях грунтов максимальная величина развития горизонтальных перемещений смещается в сторону, противоположную падению слоев. На косогорных участках горизонтальные перемещения развиваются в основном в верхней части и абсолютная величина их резко возрастает.

Изучение горизонтальных перемещений в массиве показало, что с увеличением глубины они уменьшаются в зоне горизонтального разуплотнения практически по прямолинейному закону (рис. 14, *а* кривая *2*), а в зоне горизонтального уплотнения — по криволинейному (кривая *1*). Подобный характер развития горизонтальных перемещений в массиве грунта обуславливается тем, что в результате просадок за пределами замачиваемой площади происходит образование призм обрушения и поворот их относительно некоторой оси.

Эпюра развития горизонтальных перемещений по глубине (рис. 14, *б*) показывает, что с глубиной уменьшается не только абсолютная величина горизонтальных перемещений, но и зона их развития. Области развития горизонтальных перемещений по глубине имеют форму, близкую к полуэллипсу.

Под влиянием горизонтальных перемещений, вследствие возникающих дополнительных напряжений, в зонах горизонтального уплотнения происходит некоторое повышение степени плотности верхнего слоя грунта, залегающего от поверхности до глубины, с которой происходит просадка грунта от собственного веса. Величина этого уплотнения сравнительно небольшая и на опытной площадке ЮТЗ в г. Никополе по шурфам, расположенным у центра котлована на глубину до 6—8 м, в пределах которой вертикальное сжатие грунта отсутствовало, составила 0,03—0,10 т/м^3, т. е. увеличилась на 2—6% по сравнению с естественной.

ПРОСАДКИ ГРУНТОВ ПРИ ПОДЪЕМЕ УРОВНЯ ГРУНТОВЫХ ВОД

Застройка территорий, сложенных просадочными лессовыми, а также глинистыми грунтами, приводит к неизбежному повышению их влажности и подъему уровня грунтовых вод [9, 19, 41]. Повышение влажности грунтов и подъем уровня грунтовых вод вызываются нарушением естественных условий стока поверхностных вод за счет застройки территорий, устройства планировочных насыпей, засыпки оврагов и др. понижений; изменением условий аэрации при экранировании территорий; утечкой производственных вод; созданием новых водохранилищ и др.

Установившаяся в процессе эксплуатации застроенных территорий влажность лессовых грунтов изменяется по глубине и определяется геологическим строением толщи, фильтрационной и водоудерживающей способностью отдельных литологических слоев грунта. Общая закономерность изменения установившейся влажности в лессовой толще сводится к тому, что в соответствии с водоудерживающей способностью в слоях суглинков она оказывается равной 0,7—0,9 W_p, а в слоях супесей — 0,6—0,75 W_p. Наряду с этим в пределах одного слоя в зависимости от фильтрационной способности прилегающих слоев она изменяется, уменьшаясь по мере приближения к более фильтрующему слою и, наоборот, увеличиваясь при приближении к слою с низким коэффициентом фильтрации.

В верхнем деятельном слое грунта на глубину 3—5 м от поверхности установившаяся влажность в суглинках обычно повышается до 1—1,1 W_p, а в супесях и лессах до 0,8—0,9 W_p. В нижней части, примыкающей к уровню грунтовых вод, влажность грунтов в зоне капиллярного поднятия повышается до влажности, близкой к полной влагоемкости.

Повышение влажности лессовых грунтов при застройке территорий приводит к медленному снижению прочности грунтов за счет размягчения связывающего частицы лессового грунта природного цемента и повышению их сжимаемости. В результате этого нарушается установившееся природное равновесие между напряженным состоянием грунтов и их сжимаемостью. Повыше-

ние сжимаемости оказывается равносильным повышению нагрузки на грунт и может привести к дополнительной осадке грунта, названной М. Н. Гольдштейном [23] замедленной просадкой. Это является одной из главных причин часто наблюдающегося длительного протекания осадок фундаментов на лессовых грунтах или же появления дополнительных осадок при отсутствии источников замачивания.

Изложенные положения подтверждаются приведенными на рис. 15 данными наблюдений за просадками глубинных марок,

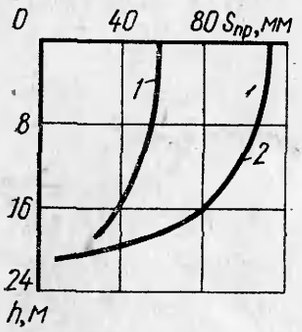


Рис. 15. Графики просадки глубинных марок: *1* — на свободной территории; *2* — под фундаментом.

установленных под фундаментами и на окружающей территории сборочного корпуса Запорожского трансформаторного завода (ЗТЗ) после того, как за счет подъема уровня грунтовых вод просадки поверхности грунта и фундаментов составили 350—400 мм. За 6,5 лет наблюдений уровень грунтовых вод и зона капиллярного подъема повысились на 1,2—1,5 м. Просадки поверхности грунта на открытой территории в точке, расположенной на расстоянии 20 м от корпуса, за этот же период составили 56 мм, а фундаментов 68—110 мм. Причем происходили они в основном в пределах глубины 21—16 м (см. рис. 15), т. е. высоты подъема уровня грунтовых вод и зоны капиллярного повышения влажности. Величина просадок грунтов в пределах высоты подъема уровня грунтовых вод и зоны капиллярного повышения влажности под фундаментами составила 43—66 мм, а на открытой территории — 36 мм.

Наряду с этим в слоях грунта на глубине 6—18 м происходили замедленные просадки при незначительном повышении влажности грунтов. На открытой территории в пределах этой глубины замедления просадка составила 20 мм при повышении влажности грунта на отдельных горизонтах всего лишь на 0,01. Под корпусом цеха влажность в нижних слоях повысилась на 0,02—0,03 и соответственно замедленная просадка составила 19—38 мм. Интенсивность развития замедленной просадки весьма незначительная и обычно составляет 3—6 мм в год.

Степень неравномерности развития просадок грунтов при подъеме уровня грунтовых вод зависит в основном от равномерности его повышения. В рассмотренном случае при изменении высоты подъема уровня грунтовых вод от 1,2 до 1,5 м просадки грунтов в пределах корпуса длиной 350 м изменялись от 68 до 110 мм.

Описанные выше, а также многие другие исследования показывают, что степень неравномерности просадок грунтов при равномерном подъеме уровня грунтовых вод составляет всего лишь до 1,5—2 мм на 1 пог. м и в 20—40 раз меньше, чем при замачивании просадочных грунтов сверху, когда она может доходить до 50—70 мм на 1 пог. м.

При местном куполообразном подъеме уровня грунтовых вод степень неравномерности развития просадок поверхности грун-

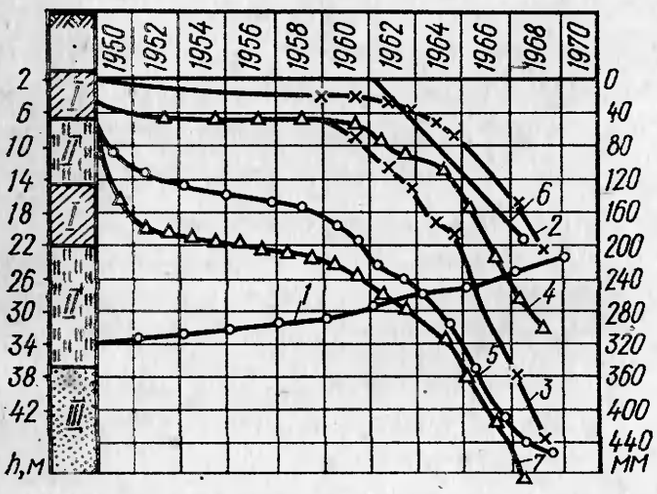


Рис. 16. Кривые просадок грунтов от их собственного веса при местном куполообразном подъеме уровня грунтовых вод:

1 и *2* соответственно через 50 и 98 суток; *3* — границы куполообразного подъема уровня грунтовых вод.

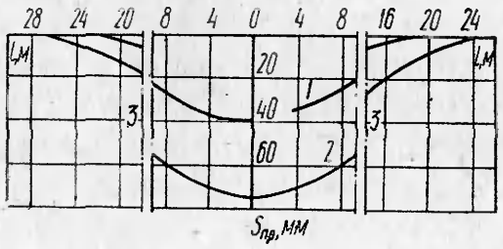


Рис. 17. Графики подъема уровня грунтовых вод (*1*) и просадок:

2 — репера 3; *3* — репера 2; *4* — фундамента трубы на естественном основании; *5* — фундамента стана (грунтовые сваи); *6* — поверхности земли; *7* — фундамента колонн на естественном основании.

та резко возрастает. Выполненные специальные исследования на ЗТЗ по куполообразному подъему уровня грунтовых вод на площади размером в плане 20×30 м путем замачивания грунта снизу через скважины, расположенные по сетке 4,5×5 м, показали, что в этом случае кривая просадки поверхности грунта имеет вид, аналогичный кривой при замачивании сверху (рис. 16) и также может быть описана уравнением косинусоиды. В данном случае при подъеме уровня грунтовых вод на высоту 7,5 м степень неравномерности просадки составила до 5 мм на 1 пог. м, причем просадки грунтов происходили в основном в верхнем слое, залегающем на глубине 11,5—13 м.

Опыты показывают, что просадки наблюдаются в тех случаях, когда подъем уровня грунтовых вод и зоны капиллярного повышения происходит в пределах слоев, обладающих просадочными свойствами. В частности, несмотря на то что уровень грунтовых вод с 1938 г. по 1958 г. в Никополе поднялся на 5,2—6,4 м (рис. 17), просадки грунта отсутствовали, так как нижние слои лессов не обладают просадочными свойствами. После 1958 г. подъем уровня грунтовых вод и зоны капиллярного повышения происходит в пределах просадочных грунтов, следствием чего и

являются постоянно увеличивающиеся просадки зданий, сооружений и всей территории завода.

Интенсивность развития просадок грунта от собственного веса при подъеме уровня грунтовых вод определяется просадочностью нижних слоев грунта и скоростью подъема уровня грунтовых вод, а полная величина — их относительной просадочностью. В соответствии с этим скорость развития просадок изменяется в широких пределах — от нескольких мм до 6—10 см в тод (по примеру Южнотрубного завода — ЮТЗ).

Сопоставление фактических величин сжатия отдельных слоев грунта с расчетными, полученными на основе компрессионных испытаний, показывает, что фактические величины просадок оказываются значительно большими расчетных. Так, например, нижние слои лессов на территории ЮТЗ и суглинков на ЗТЗ по результатам компрессионных испытаний оценивались как практически не просадочные. В то же время просадка территории за счет их сжатия составила на ЮТЗ на 1969 г. 10— 60 см, а ЗТЗ до 50 см. Значительные расхождения расчетных просадок с фактическими, по-видимому, вызваны условностью методики компрессионных испытаний на просадочность.

Неравномерность развития просадок грунтов при местном куполообразном подъеме уровня грунтовых вод, также как и при замачивании сверху, обусловливается неравномерным подъемом уровня грунтовых вод и взаимодействием увлажненного и неувлажненного массивов грунта. В результате этого взаимодействия за счет сил трения и сцепления происходит зависание увлажненного грунта, расположенного у краев области подъема уровня грунтовых вод, перераспределение вертикальных давлений от собственного веса грунта и соответственно снижение возможных величин просадок в пределах наиболее увлажненной и повышение в менее увлажненной частях массива.

ВЛИЯНИЕ ПЛАНИРОВОЧНЫХ НАСЫПЕЙ И ВЫЕМОК НА ПРОСАДКУ ГРУНТОВ

На просадки грунтов существенное влияние оказывают планировочные насыпи, которые, являясь своего рода маловодопроницаемым экраном, во-первых, вызывают повышение влажности грунтов за счет нарушения естественных условий аэрации и, во-вторых, создают дополнительную нагрузку на грунты. Из-за этого нарушается установившееся природное равновесие между прочностью существующей структуры просадочного грунта и его напряженным состоянием от собственного веса, что, в конечном итоге, даже при отсутствии замачивания может привести к дополнительным осадкам грунта.

Одним из примеров подобного явления может служить опыт возведения путепроводов под дамбой через балку Капустянку в Запорожье [41]. Основание путепровода и прилегающих к нему

откосов дамбы сложено лессами и лессовидными суглинками общей толщиной до 20 м, которые на глубину 12—15 м обладают просадочными свойствами. Лессовидные суглинки в основании опор путепроводов были уплотнены тяжелыми трамбовками на глубину 1,5 м.

После возведения фундаментов и опор путепроводов при нагрузке по подошве фундаментов около 0,06 МПа была произве-

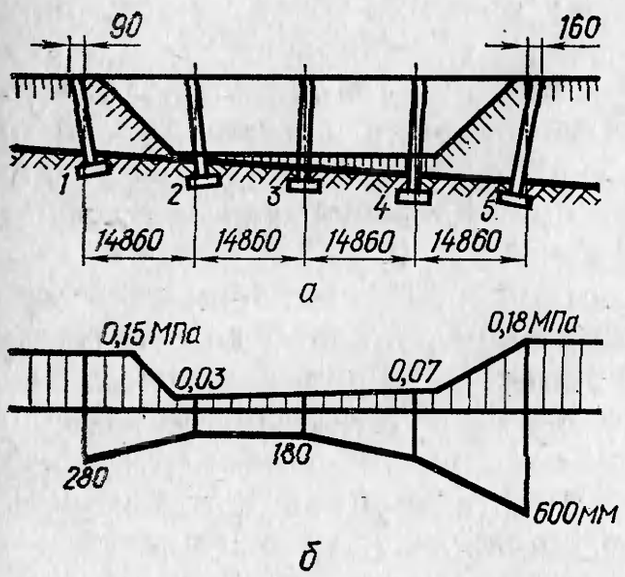


Рис. 18. Горизонтальные смещения верха опор (*а*), эпюра дополнительных нагрузок и профиль осадки опор (*б*) путепровода в Запорожье.

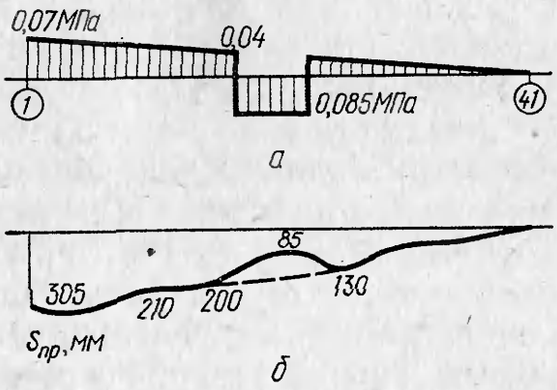


Рис. 19. Эпюра дополнительных и разгружающих напряжений (*а*) и профиль просадки (*б*) корпуса в Запорожье.

дена отсыпка примыкающей к нему дамбы высотой 9,5—10,5 м и шириной по верху около 30 м. Через полгода после окончания отсыпки дамбы были обнаружены весьма существенные осадки опор путепровода (рис. 18), равные по крайним опорам 280 и 600 мм, а по средней опоре — 180 мм и отклонения их верха от вертикали до 90—160 мм при практически полном отсутствии замачивания лессовых грунтов.

Выполненные дополнительные инженерно-геологические изыскания и обследования показали повышение влажности лессовых грунтов по всей глубине: под 5-й опорой с 0,11 до 0,2; 1-й опорой с 0,13 до 0,17, а под 3-й опорой до 0,14.

Анализ имевшихся материалов показал, что дополнительные осадки опор и отклонение их от вертикали произошли под совместным влиянием двух факторов: повышения влажности грунтов и дополнительной нагрузки от насыпи. Повышение влажности повысило сжимаемость лессовых грунтов под опорами 3, 1 и 5 соответственно в 1,5; 2,5 и 4 раза. Одновременно с этим произошло существенное увеличение нагрузок от веса насыпи на лессовые грунты основания (см. рис. 17), что и вызвало дополнительные осадки опор с характерным профилем их развития.

Значительно влияют планировочные насыпи на просадку грунтов, особенно при подъеме уровня грунтовых вод. Это под-

тверждается многими случаями повышения просадок как территорий, так и зданий и, в частности, опытом эксплуатации сборочного корпуса на ЗТЗ в Запорожье.

Здание сборочного корпуса размером в плане 97,2×240 м возведено в 1960 г. на слоистой толще лессов и лессовых суглинков, которые на глубину до 21 м обладают просадочными свойствами. Грунты в основании фундаментов уплотнены тяжелыми трамбовками на глубину 2 м. Перед началом возведения здания была отсыпана планировочная насыпь толщиной до 3,5 м у оси *1* (рис. 19). Кроме этого, в средней части здания имеется подвальное помещение глубиной 6,5 м размером в плане 30×60 м. Осадки здания начались в 1963—1964 гг. и проходили со скоростью до 35—80 мм в год и к концу 1968 г. составили по оси 1 235—350 мм, а по 41-й оси 3—50 мм.

Анализ инженерно-геологических условий и особенностей эксплуатации здания показал, что основной причиной дополнительных осадок фундаментов является подъем уровня грунтовых вод, который с 1952 по 1967 г. в пределах участка расположения здания поднялся на 4,5 м. Наряду с подъемом уровня грунтовых вод происходило повышение влажности нижних слоев грунта, примыкающих к уровню грунтовых вод, у оси 1 с 0,1 до 0,18, а у оси 41 с 0,12 до 0,14—0,17.

Подъем уровня грунтовых вод и зоны капиллярного повышения влажности привели к просадке нижних слоев лессового грунта от собственного веса как в пределах расположения здания, так и на окружающей его территории. Причем замеренные величины просадок фундаментов и близко расположенных к ним незастроенных участков практически совпадают. Это указывает на то, что просадки происходят за счет сжатия нижних слоев, залегающих ниже сжимаемой толщи от нагрузки фундаментов. Величины просадок грунта тесно увязываются с толщиной планировочной насыпи. Максимальные просадки к концу 1968 г. величиной до 500 мм были замерены за пределами здания, где толщина планировочной насыпи составляла около 4,5 м.

В пределах здания просадки фундаментов также тесно увязываются с толщиной планировочной насыпи и величинами дополнительных давлений от нее (см. рис. 18). Весьма интересным является резкое снижение в 1,8—2 раза просадок фундаментов колонн в подвальном помещении, где нагрузка на нижние слои грунта за счет устройства технологического подполья уменьшилась в среднем на 0,12 МПа.

Таким образом, рассмотренный пример показывает, что планировочные насыпи увеличивают просадку грунта от собственного веса при подъеме уровня грунтовых вод, а выемки грунта — наоборот уменьшают просадку.

При устройстве глубоких выемок под подвалы, приямки на большой площади, каналы, туннели, а также при срезке грунта при его планировке происходит снижение величины просадочной

толщи, напряженного состояния в грунте, глубины, с которой происходит просадка грунта от собственного веса, и, как следствие этого, возможной величины просадки. Величина просадочной толщи и напряженное состояние в грунте обычно снижаются пропорционально повышению глубины выемки или срезки. В связи с тем что начальное просадочное давление с глубиной, как

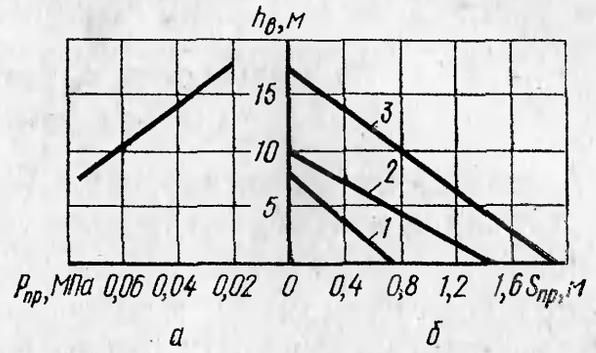


Рис. 20. Графики зависимости глубины выемки ($h_в$), при которой просадка отсутствует от:

а — величины начального просадочного давления; *б* — просадки грунта от собственного веса; *1* — Ставропольский канал; *2* — Вахшская долина; *3* — Дангаринская долина.

правило, возрастает, а относительная просадочность уменьшается, интенсивность снижения возможной величины просадки и глубины, с которой она происходит, по мере повышения глубины выемки возрастает.

Анализ результатов выполненных исследований показывает, что глубина выемки $h_в$ (рис. 20), при которой просадка грунта от собственного веса отсутствует, зависит в основном от: величины просадочной толщи, начального просадочного давления, возможной величины просадки грунта. С увеличением просадочной толщи необходимая глубина выемки $h_в$, при которой просадка грунта от собственного веса будет отсутствовать, возрастает. Построенные по результатам исследований Ковалева А. С. [38] и Сквалецкого Е. Н. [70] графики зависимости глубины выемки $h_в$, при которой просадки отсутствуют, от величины начального просадочного давления и просадки грунта (см. рис. 20) показывают, что при величине просадочной толщи 25—27 м с увеличением начального просадочного давления и просадки грунта величина $h_в$ снижается и для рассматриваемых толщ лессовых грунтов изменяется от 8 до 17 м.

Часто выемки грунтов под каналы, тоннели, подвалы, приямки имеют ограниченные размеры в плане, при которых просадки грунтов от собственного веса зависят от ширины замачиваемой площади. Поэтому в подобных случаях при оценке возможной величины просадки грунтов от собственного веса необходимо одновременно учитывать зависимости ее от ширины замачиваемой площади и глубины выемки. Вполне очевидно, что по мере уменьшения ширины замачиваемой площади глубина выемки $h_в$, при которой просадки отсутствуют, будет снижаться, что равноценно повышению начального просадочного давления.

Таким образом, рассмотренные некоторые особенности развития просадок грунтов при устройстве планировочных насыпей и выемок грунта оказывают существенное влияние не только на возможные величины просадок, но и на изменение условий стро-

ительства. В частности, подсыпки грунтов и планировочные насыпи за счет увеличения просадочной толщи, нагрузки на просадочный грунт могут привести к переводу грунтовых условий из I типа по просадочности во II. При срезке грунтов и устройстве глубоких выемок, наоборот, за счет снижения напряженного состояния, величины просадочной толщи возможен переход грунтовых условий из II в I тип по просадочности.

ОСОБЕННОСТИ РАСПРОСТРАНЕНИЯ ВОДЫ В ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ

Основными источниками замачивания и повышения влажности просадочных грунтов в основании зданий и сооружений являются: утечки воды из коммуникаций (водопровода, канализации, теплофикации) и технологических устройств (резервуаров, бассейнов, моечных площадок и т. п.); атмосферные осадки, фильтрация воды из каналов-оросителей в орошаемых районах; изменение условий аэрации при застройке территорий; повышение уровня грунтовых вод и др. Все эти источники замачивания могут проявляться в любой период строительства и эксплуатации зданий и сооружений.

В зависимости от характера, интенсивности замачивания грунтов, размеров источника замачивания, образующихся форм увлажненных зон, степени повышения влажности и других факторов при проектировании оснований и фундаментов на просадочных грунтах следует учитывать возможность замачивания и повышение влажности вследствие:

а) местного замачивания грунтов основания сверху, приводящего к просадкам грунтов на ограниченной площади в пределах верхней части или реже — всей просадочной толщи;

б) интенсивного замачивания грунтов основания сверху в течение длительного времени, в результате чего происходит промачивание грунтов на всю просадочную толщу и полное проявление просадок как от собственного веса грунтов, так и нагрузок от фундаментов;

в) подъема уровня грунтовых вод, вызывающего просадку нижних слоев грунта в основном от его собственного веса;

г) медленного повышения влажности просадочного грунта основания, вызванного нарушением природных условий испарения грунтовой влаги вследствие застройки и асфальтирования территории и постепенного накопления влаги при инфильтрации в грунт поверхностных вод.

Проникая в лессовый грунт сверху, вода распространяется и перемещается в толще как сверху вниз, так и в стороны от источников увлажнения, образуя увлажненную зону грунта. На характер формирования и размеры увлажненной зоны влияет целый ряд факторов и, в частности: форма и размер источника замачивания, характер литологического строения толщи лессовых грунтов, их фильтрационные свойства и др.

При местном замачивании из точечных (колодцы, разрывы коммуникаций и т. п.), а также линейных источников замачивания (узких траншей, каналов) в грунте образуется увлажненная зона, имеющая в поперечном сечении форму, близкую к усеченному эллипсу (рис. 21, *а*). Интенсивное замачивание сверху значительной площади, как правило, приводит к образованию увлажненной зоны по форме, близкой к трапеции (рис. 21, *б*).

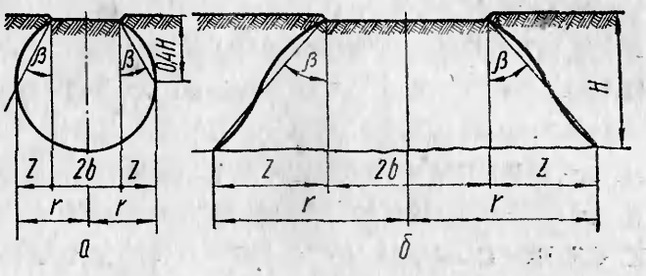


Рис. 21. Схемы увлажненных зон при замачивании из источников:
а — точечных; *б* — большой ширины.

В связи с тем, что максимальные просадки, как по абсолютной величине, так и степени неравномерности проявляются при интенсивном или местном замачивании сверху, наиболее опасными для зданий и сооружений являются именно эти случаи. Поэтому они и должны учитываться в первую очередь при расчетах возможных величин просадок и конструкций зданий на неравномерные деформации. В то же время при полном отсутствии возможности замачивания просадочных грунтов сверху при расчетах должны учитываться возможные случаи подъема грунтовых вод или местного повышения влажности в пределах толщи просадочных лессовых грунтов.

Обобщая результаты выполненных исследований [18, 35, 41, 57, 58, 61, 62], характер изменения влажности в однородных толщах лессовых грунтов в пределах увлажненной зоны и ее очертание можно принять следующими. Непосредственно под замачиваемой площадью шириной b (см. рис. 21) распространение воды происходит вертикально и степень влажности грунта близка к полному водонасыщению. За пределами замачиваемой площади вода распространяется вниз и в стороны и в этой части увлажненной зоны степень влажности изменяется от максимальной, близкой к полному водонасыщению, до естественной у границы увлажненной зоны. Переменная влажность грунта в пределах увлажненной зоны обуславливается различными видами замачивания. Непосредственно под источником замачивания располагается зона гравитационного движения воды. Ниже ее и в стороны от источника замачивания располагаются зоны капиллярного движения и пленочного перемещения влаги.

Распространение воды в стороны от замачиваемой площади, определяющие границу увлажненной зоны, происходит по некоторой кривой (см. рис. 21), которая с достаточной для практических целей точностью может быть принята в виде прямой, наклоненной под углом β к вертикали. Анализ экспериментальных данных по распространению воды в стороны от источника замачивания показывает, что угол наклона прямой β для лессовидных супесей и лессов в среднем равняется 20—40°, а для лессовид-

ных суглинков 45—55° при средних значениях соответственно 35° и 50°.

В слоистых по водопроницаемости толщах лессовых грунтов распространение воды и распределение влажности в пределах увлажненной зоны происходит значительно сложнее. Влажность лессовых грунтов под замачиваемой площадью неравномерная, уменьшается по мере приближения к более фильтрующему слою и увеличивается на границе слоя с малой фильтрационной способностью. Растекание воды в стороны от источника замачивания в пределах верхней части отдельных слоев аналогично характеру распространения ее в однородных толщах, т. е. в лессовидных супесях и лессах под углом 35°, а в суглинках 50° к вертикали. В нижней части слоя по мере приближения воды к слою с меньшей фильтрационной способностью угол растекания воды увеличивается, а у кровли слоя с большей фильтрационной способностью, наоборот, уменьшается.

Распространение воды в стороны от источника замачивания зависит от рельефа местности и, главным образом, от наклона отдельных слоев грунта, увеличиваясь в сторону понижения местности и наклона слоев и с низкой фильтрационной способностью.

Анизотропность фильтрационных свойств лессовых грунтов, состоящая в том, что коэффициент фильтрации в горизонтальном направлении по данным лабораторных исследований обычно в несколько раз меньше, чем в вертикальном, оказывает влияние, но не является решающим фактором при формировании увлажненной зоны в толщах неоднородных лессовых грунтов.

В соответствии с изложенным выше распространением воды в стороны от края источника замачивания L приближенно равняется

$$L = H \cdot \operatorname{tg}\beta \cdot m_\beta, \qquad (17)$$

где m_β — коэффициент, учитывающий различную фильтрационную способность слоев и принимаемый равным для: однородных толщ $m_\beta = 1$; неоднородных толщ с повышенной фильтрационной способностью верхнего слоя $m_\beta = 1{,}4—2$; с пониженной $m_\beta = 0{,}7$.

РАЗВИТИЕ ПРОСАДОК ГРУНТОВ ВО ВРЕМЕНИ

Как отмечалось ранее, просадки проявляются при повышении влажности грунтов и наличии достаточной нагрузки на них. В связи с этим характер протекания просадок грунтов во времени в значительной мере определяется особенностями повышения их влажности, видом источника замачивания и в определенной степени изменением нагрузки на грунт.

Просадка грунта может произойти в любой период строительства и эксплуатации здания или сооружения по мере возникновения замачивания или повышения влажности грунта и проявиться лишь после того, как влажность его повысит началь-

ную просадочную влажность в пределах всей или части увлажненной зоны. При местном аварийном замачивании просадка грунтов в пределах деформируемой зоны от нагрузки фундаментов обычно протекает быстро во времени с интенсивностью 1—5 см в сутки и после прекращения замачивания через несколько суток наступает ее стабилизация. В том случае, если первичное замачивание грунтов происходило в пределах лишь части деформируемой зоны или просадочной толщи, то каждое последующее замачивание будет приводить к просадкам грунтов до тех пор, пока не будет увлажнена вся деформируемая зона или просадочная толща. По мере возрастания нагрузки на грунт просадка увеличивается и полная ее стабилизация наступает при достижении максимальной или проектной нагрузки и промачивании всей толщи просадочных грунтов.

При непрерывном интенсивном замачивании сверху развитие просадки грунтов от их собственного веса во времени определяется в основном продвижением вниз фронта увлажнения и формированием увлажненной зоны. В этом случае просадка начинается после того, как фронт увлажнения достигает глубины $h_{с.в}$, с которой начинается просадка грунта от собственного веса и заканчивается после промачивания всей толщи просадочных грунтов и завершения формирования увлажненной зоны. Исследования показывают, что при непрерывном замачивании скорости просадок во времени сначала возрастают до максимальной величины, а затем снижаются. После прекращения замачивания скорости просадок грунтов, как правило, вначале возрастают, что вызывается снижением их влажности и созданием более благоприятных условий для самоуплотнения грунта, а затем стабилизируются.

Развитие просадок грунтов во времени при подъеме уровня грунтовых вод связано с интенсивностью повышения уровня грунтовых вод, относительной просадочностью нижних слоев грунтов. Стабилизация уплотнения грунта в этом случае проходит в течение длительного времени и связана с оттоком свободной воды из пор грунта, скелет которого находится во взвешенном состоянии. При возможном последующем снижении уровня грунтовых вод снимается взвешивающее действие воды, увеличивается нагрузка на грунт до бытовой и начинается повторная просадка грунта. Так, например, при интенсивном замачивании на площадке очистных сооружений в Херсоне произошел подъем уровня грунтовых вод на высоту 14—16 м. Испытание водонасыщенного лессового грунта штампами площадью 0,5 м^2 показало, что осадки их при нагрузке 0,1 и 0,2 МПа равнялись 62 и 180 мм, а после снижения уровня грунтовых вод на 2 м возросли соответственно на 42 и 50 мм. В данном случае основными причинами появления дополнительных осадок штампов являются снижение влажности грунтов, взвешивающего действия воды и возникновение грунта благоприятных условий для уплотнения

При длительном интенсивном замачивании просадка грунта от собственного веса во времени имеет характерный вид, приведенный на рис. 22. В связи с тем что природа просадочности грунта связана со снижением прочности его при замачивании и полным или частичным растворением солей, многие специалисты, занимающиеся ирригационным и гидротехническим строительством [35, 66, 80], подразделяют просадочную деформацию на два вида: просадку и послепросадочное уплотнение. При этом к просадке грунта относят сравнительно быстро протекающую в течение 1—3 месяцев первую часть просадочного процесса и связывают ее со снижением структурной прочности грунта, а к послепросадочному уплотнению — дальнейшее просадочное уплотнение грунта и связывают его с суффозионными процессами (растворением солей) и консолидацией грунта.

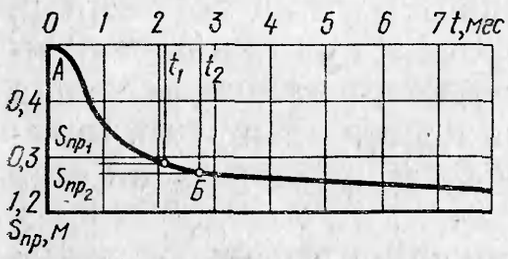


Рис. 22. График просадки поверхности грунта во времени: *А* — начало просадки; *Б* — прекращение замачивания.

Следует отметить, что такое представление развития просадки грунта от собственного веса во времени достаточно условное, как и существующие предложения по установлению границы между просадкой и послепросадочным уплотнением. С учетом происходящих при замачивании грунтов физико-химических процессов более правильно просадку грунтов во времени рассматривать как реологический процесс их уплотнения, связанный с нарастанием пластических деформаций во времени при постоянной нагрузке и влажности [82].

Наблюдения показывают, что просадка грунта от собственного веса даже при интенсивном непрерывном замачивании сверху происходит в течение длительного времени и полное затухание ее наступает лишь через 1—3 года после начала замачивания. Определение величины стабилизированной просадки грунта аналитическим путем с учетом происходящих при этом реологических процессов представляет собой весьма сложную задачу. Однако при наличии данных наблюдений за просадкой грунта в первые месяцы ее развития на опытных или производственных котлованах достаточно точное решение этой задачи может быть получено на основе экстраполяции кривых просадки грунта во времени по гиперболе

$$S_{пр.t} = S_{пр.п} \frac{t}{t + a}, \qquad (18)$$

где $S_{пр.t}$ — величина просадки в заданное время, мм; $S_{пр.п}$ — полная величина стабилизированной просадки, мм; t — время после начала просадки, при которой определяется экстраполированная просадка $S_{пр.t}$, сутки; а — параметр развития просадки во

времени (размерность — сутки), определяемый по формуле (21).

Полную величину стабилизированной просадки $S_{пр.п}$ определяют исходя из того, что она наступает через 300 суток после начала просадки ($t_п=300$) и вычисляется по экспериментально полученным значениям $S_{пр.1}$ и $S_{пр.2}$ на моменты времени t_1 и t_2 (см. рис. 21) по формуле

$$\frac{1}{S_{пр.п}} = \frac{1}{S_{пр.2}} - \operatorname{tg}\alpha\left(\frac{1}{t_2} - \frac{1}{t_п}\right), \tag{19}$$

где

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{\frac{1}{S_{пр.1}} - \frac{1}{S_{пр.2}}}{\frac{1}{t_1} - \frac{1}{t_2}}; \tag{20}$$

$$a = S_{пр.п} \cdot \operatorname{tg}\alpha. \tag{21}$$

Выполненные сопоставления расчетных просадок по формуле (18) с замеренными в натуре показали, что они отличаются между собой не более чем на ±10—15%. Это доказывает, что приведенный метод экстраполяции кривых просадки грунта во времени дает вполне удовлетворительные результаты.

Глава III. ВЗАИМОДЕЙСТВИЕ ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТОВ С УПЛОТНЕННЫМИ, ЗАКРЕПЛЕННЫМИ МАССИВАМИ И СВАЯМИ

ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Рассмотренные выше основные особенности и закономерности развития просадочных деформаций проявляются не только на поверхности грунта, под фундаментами неглубокого заложения, но и в случаях полной или частичной прорезки просадочных грунтов сваями, опорами, глубинного уплотнения, закрепления просадочных грунтов. Исследования показывают, что при устройстве массивов, уплотненных пробивкой скважин (грунтовыми сваями), закрепленных силикатизацией, обжигом, а также свайных фундаментов происходит взаимодействие их с окружающим просадочным грунтом (30, 31, 45, 49). Это взаимодействие возникает и развивается благодаря наличию сил трения и сцепления между массивами, сваями и окружающим просадочным грунтом как при природной влажности, так и в процессе его замачивания и развития просадки. Характер развития взаимодействия определяется в основном типом грунтовых условий по просадочности, особенностью замачивания и развития просадок грунтов, жесткостью и прочностью уплотненных и закрепленных массивов, несущей способностью свай и др. факторами.

На площадках с I типом грунтовых условий по просадочности просадки грунтов от собственного веса отсутствуют или величины их не превышают 5 см, что в практических расчетах не учи-

тывается. При замачивании расположенных на этих площадках загруженных вертикальной нагрузкой уплотненных, закрепленных массивов и свайных фундаментов окружающий их просадочный грунт не деформируется и возникающие по поверхности уплотненных, закрепленных массивов и свай силы трения и сцепления f будут разгружать их и будут направлены вверх. В этих случаях характер взаимодействия уплотненных, закрепленных массивов и свай с окружающим просадочным грунтом аналогичен обычным непросадочным грунтам с той лишь разницей, что силы трения и сцепления f при замачивании просадочных грунтов резко снижаются.

На площадках со II типом грунтовых условий по просадочности замачивание грунтов, окружающих уплотненные, закрепленные массивы и сваи приводит к просадке их от собственного веса. В том случае, если относительное сжатие загруженных массивов или свай окажется значительно меньшим просадки окружающего грунта на отдельных горизонтах по глубине, то проседающий грунт начинает нависать на уплотненном, закрепленном массиве или свае. Возникающие между ними силы трения и сцепления будут направлены вверх и приведут к разгрузке окружающего просадочного грунта и соответственно к дополнительному нагружению уплотненного, закрепленного массива или свай. В этом случае силы трения и сцепления имеют не только противоположное направление, но и оказывают обратное воздействие и поэтому их называют «отрицательным трением», «негативным трением», «нагружающим трением». Последнее название наиболее удачное, так как в бóльшей степени отражает суть происходящего явления.

ВЛИЯНИЕ ПРОСАДОК ОКРУЖАЮЩИХ ГРУНТОВ НА УПЛОТНЕННЫЕ МАССИВЫ

Основные методы глубинного уплотнения просадочных грунтов со II типом грунтовых условий по просадочности следующие: пробивка скважин с последующим заполнением их местным глинистым грунтом с уплотнением (метод получил название уплотнение грунтовыми сваями); предварительное замачивание и замачивание с глубинными взрывами. При применении последних двух методов вокруг уплотненных массивов образуются просадочные трещины, которые в значительной мере должны снижать влияние последующей просадки окружающих грунтов на уплотненный массив. Поэтому изучение влияния просадок окружающих грунтов от их собственного веса на уплотненные массивы производилось для случаев применения глубинного уплотнения пробивкой скважин.

Первая серия исследований несущей способности и осадок уплотнённых массивов с загрузкой их опытными фундаментами площадью 1—4 м^2 выполнялась в 1966—1971 гг. в Запорожье [44, 31]. При исследованиях не учитывалась возможность разви-

тия в полной мере сил нагружающего трения по поверхности уплотненных массивов. В связи с этим размеры испытываемых уплотненных массивов принимались шириной 4—5 и длиной 5—7 м (т. е. не более 0,2—0,3 величины просадочной толщи), что значительно меньше обычно применяемых под зданиями. При испытании девятиэтажного крупнопанельного здания, кроме этого, была принята разреженная в нижней части сетка расположения пробитых скважин: около половины скважин пробивалось через одну на половину глубины просадочной толщи.

Результаты первой серии исследований уплотненных массивов при просадках окружающих их грунтов от собственного веса показали, что во всех случаях осадки уплотненных грунтов при их полном водонасыщении от нагрузки опытных фундаментов, равной 0,25—0,3 МПа, в пределах сжимаемой зоны составляли 2—4 см и соответствовали модулю деформации 12—20 МПа. Однако наряду с осадкой в сжимаемой зоне проходило сжатие уплотненного грунта в нижней части уплотненного массива и подстилающего его непросадочного лессового грунта. Суммарная величина сжатия равнялась 0,7—0,9 от максимальной величины просадки окружающего уплотненный массив просадочного грунта от собственного веса. По этим данным нередко делались не вполне обоснованные выводы о недостаточной надежности глубинного уплотнения грунтов пробивкой скважин.

Последующий анализ работы испытанных уплотненных массивов по осадкам поверхностных и глубинных марок с учетом возможных эпюр распределения напряжений от нагрузки фундаментов и собственного веса грунта показал, что столь значительное сжатие нижней части уплотненных массивов и подстилающих их непросадочных лессовых грунтов могло произойти лишь вследствие передачи на уплотненные массивы дополнительной весьма значительной нагрузки от нависания окружающих грунтов при просадке их от собственного веса. Это явление, раскрывающее сущность взаимодействия уплотненных и закрепленных массивов с окружающим их грунтом при просадке его от собственного веса, в дальнейшем более детально было изучено при испытаниях уплотненных площадок на Хортицком жилом массиве Запорожья и в г. Галаце институтом «Инчерк» (СРР) [49].

В Хортице испытывали уплотненный массив размером в плане 11×11 м. Уплотнение выполнялось на глубину 20 м, т. е. на всю величину просадочной толщи пробивкой скважин станком ударно-канатного бурения БС-1М с диаметром пробивного снаряда 425 мм. Пробитые скважины при этом имели диаметр 0,5—0,55 м. Скважины располагались в шахматном порядке по сетке 1,1×1,1 м, что обеспечивало среднее значение объемной массы скелета в пределах уплотненного массива не ниже 1,65 т/м³ [31].

Участок расположения опытного уплотненного массива сложен до глубины 30 м слоистой толщей из лессов и лессовидных

суглинков, разделенных слоями погребенной почвы. Слои на глубину 21 м от поверхности обладают просадочными свойствами и относятся ко II типу грунтовых условий по просадочности с расчетной величиной просадки грунтов от собственного веса 95 см.

Для замера величин дополнительных давлений, возникающих в уплотненном массиве при просадках примыкающего просадочного грунта от его собственного веса, на расстоянии 2,5 м от края котлована на глубинах 5, 7, 9, 11 и 13 м были установлены грунтовые месдозы. Уплотненный массив испытывали при одностороннем замачивании грунта из примыкающего к нему котлована размером в плане 10×50 м. В котловане были устроены две буронабивные сваи диаметром 600 мм, опирающиеся на глубине 21 м на красно-бурые лессовидные суглинки, имеющие объемную массу скелета 1,6—1,7 т/м³.

Осадки и просадки грунтов в пределах уплотненного массива, замачиваемсго котлована и на прилегающей к ним территории замеряли по поверхностным и глубинным маркам нивелированием относительно системы неподвижных исходных реперов.

В результате замачивания грунтов в котловане в течение 1,2 месяца максимальные просадки в котловане составили 800 мм, буронабивных свай С-1 и С-2 соответственно 331 и 460 мм, а самой крайней части уплотненного массива — 56 мм, в то время как просадка грунта у противоположной стороны замачиваемого котлована равнялась 440 мм (рис. 23). Сопоставление просадок грунтов по торцам котлована показывает, что в пределах уплотненного массива они распространялись на ширину 5—6 м, т. е. на 0,2—0,3 глубины просадочной толщи, а с притивоположной стороны при отсутствии уплотненного грунта — на 24 м, или 1,2 просадочной толщи. Просадка грунта в пределах уплотненного массива происходила, начиная с глубины 16 м и значительная ее часть — 20 мм за счет сжатия подстилающих просадочных лессовых грунтов, в то время как просадка грунтов естественного сложения в котловане и за его пределами начиналась с глубины 5—6 м.

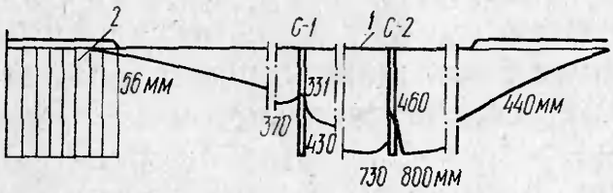


Рис. 23. Эпюра просадок поверхности грунта в котловане (*1*), возле уплотненного массива (*2*) и буронабивных свай С-1 и С-2 (по данным Гупаленко В. И. и Руденко А. А.).

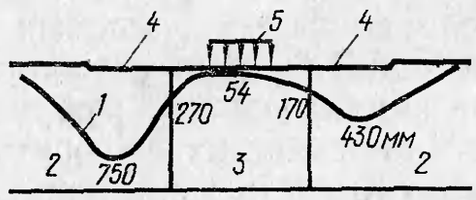


Рис. 24. Кривая просадки (*1*) окружающего грунта (*2*) от собственного веса и уплотненного массива (*3*) в г. Галац:

4 — котлован для замачивания; *5* — площадь, загруженная равномерно распределенной нагрузкой.

Исследования показали, что развитие просадок грунтов в котловане сопровождается увеличением давления в уплотненном массиве, зафиксированного в начальный период по всем месдозам. К сожалению, в дальнейшем месдозы, установленные на глубине 5, 7, 9 и 13 м, вышли из строя. Месдоза на глубине 11 м зафиксировала увеличение давления с 0,22 МПа до 0,34 МПа, т. е. в результате нависания окружающего грунта при просадке его от собственного веса в уплотненном массиве возникли дополнительные вертикальные давления, равные 0,12 МПа и соответствующие 0,55 от величины бытового давления.

Исследования работы уплотненных массивов при просадках окружающих грунтов от их собственного веса в Галаце выполнялись в два этапа. На первом этапе изучали влияние просадок окружающих грунтов на уплотненные массивы при различной глубине уплотнения и отсутствии на них нагрузки от здания, а на втором — при уплотнении на всю глубину просадочной толщи и наличии внешней нагрузки, имитирующей нагрузку от здания.

Глубинное уплотнение просадочных грунтов пробивкой скважин в СРР выполняли станками ударно-канатного бурения «Уралец» с весом ударного снаряда 1,2 т, диаметром наконечника 325 мм, устраивающими скважины диаметром 35—40 см. При этих параметрах уплотнения расстояния в осях между скважинами принимаются равными 1 м и среднее значение объемной массы скелета массива по всей глубине равняется 1,65 т/м^3.

Участок проведения опытных работ сложен лессами и лессовидными суглинками, которые на глубину 22 м обладали просадочными свойствами с расчетной просадкой от собственного веса грунта до 1,2 м.

Исследования выполняли в двух котлованах. В первом из них размером в плане 37×100 м у торцов были выполнены уплотненные массивы размером в плане 14×14 м на глубину 10 и 14 м, а во втором размере в плане 55×55 м — уплотненный массив размером 25×25 м на глубину 21,5 м.

Результаты исследований работы уплотненных массивов при просадке окружающих грунтов на первом этапе показали, что при фактических просадках грунтов от собственного веса, равных 1016 мм, уплотнение просадочных грунтов на 0,5; 0,7 и на всю глубину просадочной толщи приводит к снижению возможных просадок соответственно на 17, 36 и 95%, причем основная их часть происходит за счет нависания на уплотненные массивы окружающих просадочных грунтов.

По результатам исследований второго этапа на уплотненном массиве размером 25×25 м было установлено, что при замачивании его по всему периметру в результате нависания окружающих просадочных грунтов на полосах шириной 6—10 м возникают просадки поверхности уплотненного массива, происходящие в основном за счет сжатия подстилающего слоя. Наибольшая неравномерность просадок от 170—270 до 60 мм развивается на полосе

шириной 4—6 м, т. е. 0,18—0,27 от величины просадочной толщи (рис. 24). Средняя осадка уплотненного массива в пределах загруженной площади размером в плане 10×10 м равномерно распределенной нагрузкой 0,2 МПа до замачивания равнялась 54 мм, а после замачивания увеличилась до 104 мм. В данном случае наряду с нависанием окружающего просадочного грунта на уплотненный массив и возникновением в нем дополнительных просадок по его периметру происходит обратный процесс — снижение просадок грунта естественного сложения до 430—750 мм (см. рис. 24), т. е. 42—72%, что явилось результатом разгрузки грунта при нависании его на уплотненный массив.

Таким образом, полученные результаты исследований свидетельствуют о том, что при просадках окружающих грунтов от собственного веса происходит взаимодействие их с уплотненными массивами, в результате которого по боковой поверхности уплотненных массивов возникают силы нагружающего трения, приводящие к передаче дополнительной нагрузки на уплотненные массивы, к их дополнительным осадкам и соответственно к снижению давления от собственного веса в окружающем грунте и возможных величин его просадок.

ВЛИЯНИЕ ПРОСАДОК ГРУНТОВ НА ЗАКРЕПЛЕННЫЕ МАССИВЫ

Влияние просадок окружающих грунтов от их собственного веса на закрепленные силикатизацией столбы изучалось Ростовским Промстройниипроектом в Элисте на опытном участке, сложенном на глубину до 24 м лессовидными просадочными суглинками, которые подстилались более плотными суглинками. Природная влажность просадочных суглинков составляла 0,08—0,11, объемная масса скелета на глубину до 15,5 м 1,55—1,56 т/м^3, а ниже 1,56—1,62 т/м^3. При величине просадочной толщи 24 м расчетная просадка грунта от собственного веса составляла около 90 см.

На опытной площадке в котловане размером в плане 24×40 м было выполнено однорастворной силикатизацией закрепление двух столбов площадью в плане по 6 м^2, расположенных на расстоянии 6 м один от другого. Грунт в одном из них закрепили на глубину 24 м, т. е. на всю просадочную толщу, а в другом на 15,5 м со следующими основными параметрами: плотность раствора жидкого стекла — 1,07 т/м^3; удельный расход жидкого стекла — 55 кгс/м^3; радиус закрепления от каждой скважины — 0,8 м; число скважин под каждую опору — 4 шт. При этом среднее значение прочности закрепленного грунта равнялось 0,33 МПа.

На закрепленной опоре, полностью прорезающей просадочную толщу, на глубине 3,5 м в шурфе был установлен опытный фундамент с размерами по подошве 1,5×2,4 м. При максимальной нагрузке на закрепленный грунт 0,25 МПа осадка фундамента до

замачивания грунта равнялась 10,9 мм, что соответствует модулю деформации закрепленного грунта 35 МПа.

Замачивали закрепленные и окружающие просадочные грунты из котлована площадью 24×40 м и глубиной 0,5 м за два этапа в течение 110 суток. Наблюдения за просадками грунтов выполнялись по поверхностным и глубинным маркам.

Просадка грунта от собственного веса в средней части котлована составила 622—738 мм, опытного фундамента на закрепленном грунте — 733—792 мм, а поверхности закрепленного столба на глубину 15,5 м от 707 до 725 мм. Полученные данные свидетельствуют о весьма существенном влиянии сил нагружающего трения, возникающих при просадках окружающих грунтов, на осадки закрепленных столбов небольшой площади в плане. Вполне очевидно, что при бóльших размерах в плане закрепленных столбов влияние сил нагружающего трения на них должно быть меньше и осадки их значительно уменьшились. Это подтверждается результатами испытаний закрепленных обжигом массивов в Запорожье.

Закрепленные обжигом массивы размером в плане 8×12 и 12×15 м испытывались Запорожским отделением НИИСК на площадке, сложенной на глубину 20 м просадочными суглинками и супесями с расчетной величиной просадки грунтов от собственного веса около 50 см.

Закрепляли грунты на всю величину просадочной толщи с перекрытием отдельных обожженных столбов.

Замачивали обожженные массивы из котлована размером в плане 20×20 м, от которого вследствие развития просадок грунтов от собственного веса по коротким сторонам обожженных массивов возникали силы нагружающего трения.

В результате просадок грунтов в котловане до 300 мм происходили осадки обожженных массивов, величины которых со стороны котлована для замачивания составили 60—80 мм, и распространялись практически по всей длине обожженных массивов. При этом характер осадок поверхности этих массивов был аналогичен осадке уплотненных массивов при их одностороннем замачивании (см. рис. 23).

Данные наблюдений за глубинными марками показали, что сжатие закрепленных обжигом грунтов происходило, начиная с глубины 6—8 м, без появления существенных осадок подстилающего слоя, сложенного плотными красно-бурыми суглинками.

Анализ кривых распространения просадок грунтов в стороны от котлована показал, что в пределах закрепленных массивов величины их оказались в 2—3 раза меньшими по сравнению с грунтом естественной структуры.

Результаты выполненных исследований позволили установить, что при просадках окружающих грунтов происходит взаимодействие их с закрепленными массивами, вследствие чего на них передаются дополнительные нагрузки от нависания окружающего

грунта и закрепленные силикатизацией и обжигом массивы, также как и уплотненные массивы, получают дополнительные осадки, которые должны учитываться при проектировании.

СИЛЫ НАГРУЖАЮЩЕГО ТРЕНИЯ НА СВАИ

Исследования сил нагружающего трения на буронабивные и тензометрические сваи в Запорожье [31] выполнялись на опытных участках, сложенных лессами и лессовидными суглинками, которые на глубину 18—22 м обладали просадочными свойствами с расчетной *просадкой грунтов от собственного веса* 85—95 см. Опытные сваи опирались, как правило, на непросадочные красно-бурые суглинки и располагались в котлованах размером в плане 10×50 и 25×50 м, в которых происходили просадки грунтов, близкие к расчетным.

Результаты выполненных исследований [30, 31] показали, что испытанные сваи, несмотря на полную прорезку просадочных грунтов и отсутствие на них внешней нагрузки, при замачивании окружающих просадочных грунтов получили просадки, которые по абсолютной величине всего лишь на 10—70% оказались меньше просадок грунтов на прилегающей площади. В частности при испытаниях в Хортицком жилмассиве (см. рис. 23) при максимальной просадке поверхности грунта в котловане 785 мм просадка свай С-1 и С-2 равнялась 331 и 460 мм и на 30—70% оказалась меньше просадки прилегающего грунта. Совместная просадка свай и прилегающего к ней грунта продолжалась лишь в первые 15 дней, в дальнейшем при просадке грунта более 200 мм произошло проскальзывание грунта по свае, после чего интенсивность просадки свай уменьшилась, а грунта несколько возросла. По приведенным на рис. 23 данным достаточно четко прослеживаются области нависания просадочного грунта на сваи, в пределах которых просадки грунтов за счет влияния сваи значительно снижаются. Диаметр этой области для сваи С-1 в данных грунтовых условиях оказался равным 3,5 м и сваи С-2—5 м.

Вскрытие одной из буронабивных свай, просадка которой при отсутствии нагрузки равнялась 775 мм, а окружающего грунта 785 мм, позволило установить, что под пятой сваи после просадки грунта образовалась уплотненная зона глубиной 0,8 м и диаметром 2 м; в пределах уплотненной зоны объемная масса скелета грунта повысилась с 1,68 до 1,95 т/м³ и в среднем на 0,14 т/м³. Аналитические подсчеты отметили практически полное совпадение суммарных объемов сжатия грунта в пределах уплотненной зоны при просадке пяты сваи и по увеличению объемной массы скелета грунта. Для достижения фактически полученных значений объемной массы скелета грунта и размеров уплотненной зоны дополнительная нагрузка от сил нагружающего трения на сваю должна быть равна не менее 800—1000 кН.

Замер сил нагружающего трения по одной из тензометрических свай показал, что величины их возрастают по мере повышения просадки грунта. При просадке сваи 0,27 м силы нагружающего трения на глубине 4; 8 и 12 м соответственно равнялись 0,034, 0,028 и 0,026 МПа. При этих значениях дополнительная нагрузка на сваю диаметром 0,6 м за счет нависания грунта в пределах глубины от 0 до 12 м оказалась равной 660 кН.

Силы нагружающего трения по боковой поверхности свай при просадках грунтов от собственного веса в Никополе изучались на опытном участке, сложенном на глубину до 30 м лессами и лессовидными суглинками [30]. Две тензометрические сваи диаметром 0,6 и 0,5 м длиной 16 и 22 м, а также четыре буронабивные сваи диаметром 0,5 м с уширением 1,6 м и длиной 16 м были расположены в котловане размером в плане 20×20 м. Просадки грунтов замеряли по поверхностным и глубинным маркам, установленным на глубину до 20,7 м (рис. 25). Динамометры в тензометрической свае I располагались на глубинах, м: *1* — 15,7; *2* — 10; *3* — 6,1, а в свае II на глубинах: *4* — 21,7; *5* — 12,7; *6* — 9,2 м.* Тензометрические сваи I и II до замачивания грунтов были загружены нагрузкой соответственно 550 и 600 кН.

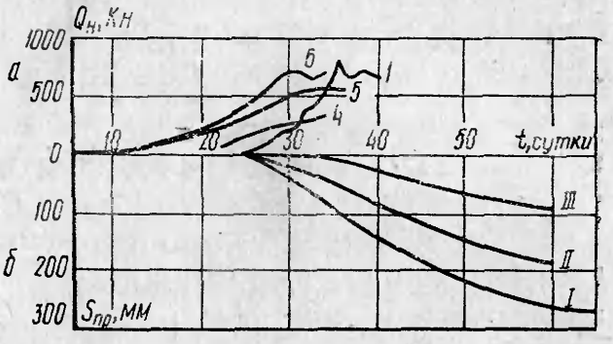


Рис. 25. Графики изменения во времени:

а — усилий в динамометрах; *б* — осадок свай (по опытам Григорян А. А. и Григоряна Р. Г.).

При замачивании грунтов в течение 70 суток просадка глубинной марки, установленной на глубине 6,2 м, составила около 300 мм, загруженных тензометрических свай I и II около 280 и 190 мм, а сваи III, служившей одним из анкеров при загрузке сваи I, порядка 100 мм. Как видно из рис. 25, динамометры в сваях включались в работу постепенно по мере продвижения фронта увлажнения грунта вниз. Значительное увеличение усилий в динамометрах совпадает с началом развития просадок грунта. Наибольшие усилия зафиксированы динамометром *1*, расположенным у пяты загруженной сваи I. При осадке сваи около 200 мм усилия в динамометре возросли до 832 кН, т. е. на 282 кН превысили вертикальную нагрузку на сваю. По полученным данным максимальная величина дополнительной нагрузки на сваю I за счет сил нагружающего трения при просадке окружающего грунта равняется 282 кН и нарастает скачками, чему, по-видимому, способствуют значительные перемещения просадочного грунта относительно сваи.

---

* Динамометры 2 и 3 вскоре вышли из строя, поэтому их показания на рис. 25 отсутствуют.

Таким образом, рассмотренные некоторые результаты исследований взаимодействия свай с окружающим их грунтом свидетельствуют о том, что при просадках окружающих грунтов по боковой поверхности свай развиваются силы нагружающего трения, которые приводят к созданию дополнительной нагрузки на сваи и соответственно к дополнительным их осадкам. Силы нагружающего трения на сваи должны зависеть от осадок свай и максимальные их величины должны наблюдаться при полной просадке окружающего грунта и осадках свай, не превышающих обычно допускаемых для них величин, т. е. 2—4 см.

ОСОБЕННОСТИ РАБОТЫ АРМИРОВАННОГО МАССИВА

На основе учета взаимодействия просадочных грунтов с уплотненными, закрепленными массивами и сваями НИИОСП предложен и успешно разрабатывается новый метод устранения просадок грунтов от их собственного веса путем армирования лессовых толщ элементами повышенной прочности [45]. Сущность его состоит в том, что для повышения прочностей и несущей способности просадочного грунта до величин, превышающих суммарную величину давлений от собственного веса грунта, сил нагружающего трения и нагрузки фундаментов, в толщу грунта вводят вертикальные элементы повышенной прочности, которые работают совместно с окружающим грунтом (рис. 26). Для более полного использования несущей способности материалов армирование наиболее целесообразно осуществлять элементами с уменьшающейся от центра к краям прочностью. Это можно достичь устройством шлаковых, шлаконабивных, бетонных свай в пробитых скважинах, закрепленных столбов силикатизацией

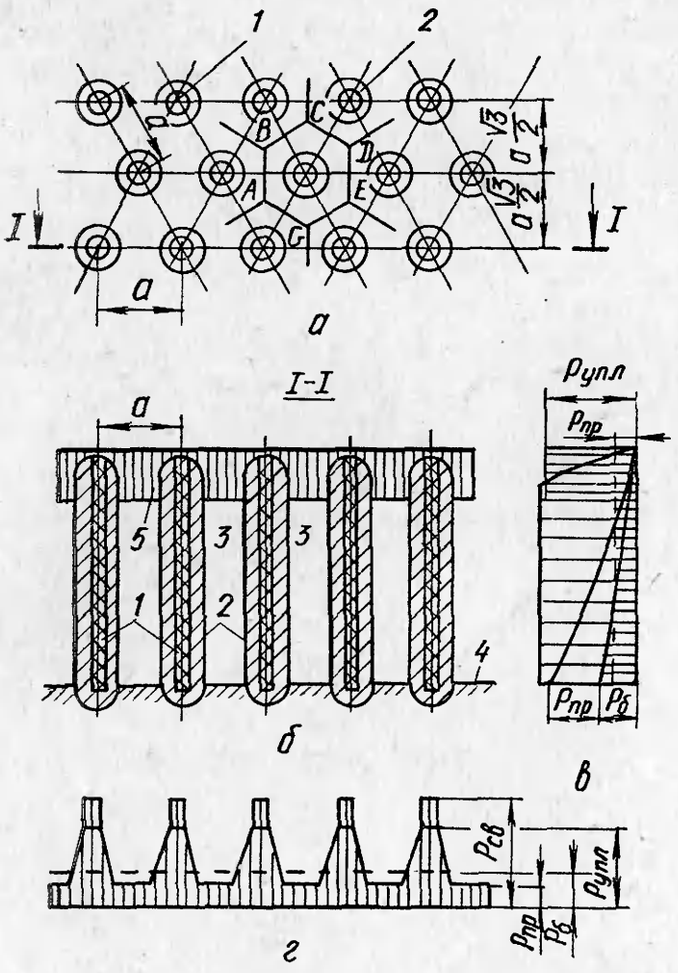


Рис. 26. Схема армирования толщи просадочных грунтов элементами повышенной просадочности: *а* — план расположения армирующих элементов; *б* — поперечный разрез армированной толщи; изменения прочности элементов, входящих в армированную толщу на глубине *(в)* и в плане *(г)*; *1* — армирующий элемент (шлаконабивная свая); *2* — уплотненная зона вокруг сваи; *3* — грунт естественного сложения; *4* — непросадочный подстилающий грунт; *5* — грунтовая подушка.

и обжигом. Для устранения просадок грунтов в пределах деформированной зоны от нагрузки фундаментов, а также создания распределительной подушки, обеспечивающей передачу нагрузки от фундаментов на армированный массив и включение в совместную работу всех входящих в него элементов (сваи, уплотненного и неуплотненного грунта естественного сложения), в основании фундаментов устраивают уплотненный или закрепленный слой.

Работу армированных массивов исследовали в Запорожье на Хортицком жилмассиве на опытных участках, сложенных лессами и лессовидными суглинками, которые на глубину 18—22 м обладают просадочными свойствами с расчетной просадкой от собственного веса грунта до 96 см.

Грунты армировали шлаконабивными сваями на 0,95 величины просадочной толщи по технологии глубинного уплотнения пробивкой скважин станком ударно-канатного бурения БС-1М с пробивным наконечником диаметром 425 мм. Пробивные скважины диаметром 0,45—0,55 м заполняли отдельными порциями шлаком, который после увлажнения уплотнялся тем же снарядом. Скважины располагали в шахматном порядке с расстояниями в осях 3 м. В результате этого был создан армированный массив из шлаконабивных свай с прочностью материала на одноосное сжатие 2—4 МПа и уплотненных вокруг них зон диаметром 1,5—1,8 м и просадочного грунта естественного сложения.

Испытания армированных массивов размером в плане 12×13 и 12×16,5 м включали одно- и двустороннее замачивание грунтов из прилегающих котлованов шириной 10—12 м и длиной 18 м с замером просадок грунтов и армирующих элементов по поверхностным и глубинным маркам, вертикальных напряжений в грунте естественного сложения, уплотненном и в шлаконабивных сваях месдозами, а в бетонных сваях — динамометрами, установленными на глубинах от 7 до 14 м.

Результаты выполненных исследований показали, что благодаря разгружающему влиянию армированных массивов центр просадок грунтов от собственного веса в котлованах смещается в стороны от армированных массивов и максимальная неравномерность просадок происходит в пределах полосы шириной 2—3 м, непосредственно примыкающей к армированным массивам (рис. 27). Просадки грунтов в пределах армированных массивов происходят начиная с глубины 12—14 м, в то время как в грунтах естественного сложения — с глубины около 6 м, причем значительная часть в пределах 30—48% от ее величины за счет сжатия подстилающих армированный массив практически непросадочных суглинков.

Наблюдения за работой месдоз и динамометров показали, что как и в уплотняющих массивах, так и в сваях они достаточно надежно работают лишь на первом этапе замачивания и развития просадки грунтов, а в дальнейшем, по-видимому, вследствие попадания в них влаги, обрыва проводов, даже при наличии ком-

пенсаторов, выходят из строя. Поэтому с достаточной надежностью удалось проследить за изменением напряженного состояния в армированных массивах только при просадках грунтов до 15—20 см.

По данным наблюдений на одном из характерных горизонтов (рис. 28, *а*) начальные напряжения вследствие запрессовки мездоз при их установке в уплотненном грунте на глубине 14 м составляли около 0,42 МПа, в грунте естественной структуры — 0,35 МПа, а в свае динамометр показывал напряжения порядка 0,22—0,25 МПа. С момента по-

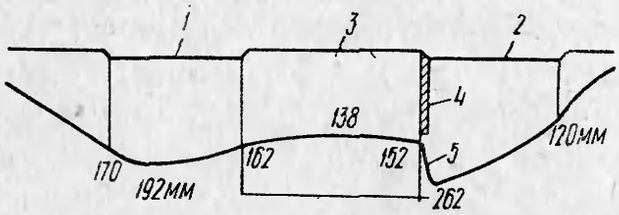


Рис. 27. Кривая просадки грунта в котлованах *1* и *2* и в армированном массиве *3*; *4* — скважины; *5* — срыв грунта вдоль линии отрезки.

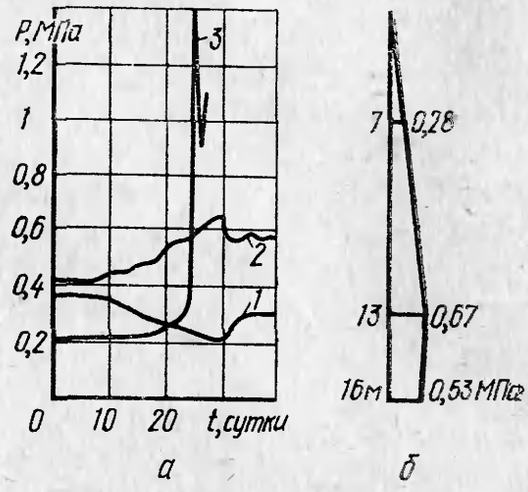


Рис. 28. Графики изменений вертикальных напряжений:

а — во времени на глубине 14 м; *1* — в грунте естественного сложения; *2* — в уплотненном грунте; *3* — в свае; *б* — по глубине сваи, расположенной в центре армированного массива.

явления просадки грунтов в котловане обычно вначале происходило повышение вертикальных напряжений в уплотненном грунте и соответственно снижение их в грунте естественной структуры и в свае. Через 25 дней после замачивания вертикальные напряжения в уплотненном грунте увеличились с 0,42 до 0,56 МПа, т. е. на 0,14 МПа, в грунте естественной структуры снизились с 0,35 до 0,25 МПа, а в свае возросли до 1,42 МПа, т. е. на 1,2 МПа, после чего показания динамометра стали нестабильными и он вышел из строя. В дальнейшем напряжения в уплотненном грунте после повышения до 0,68 МПа снизились до 0,54—0,56 МПа и при этих значениях практически стабилизировались. В грунте естественной структуры, наоборот, происходило снижение напряжений до 0,2 МПа, затем повышение до 0,3—0,28 МПа и при этих значениях они оставались в течение длительного времени.

Приведенные на рис. 28, *б* данные об изменении вертикальных напряжений по глубине сваи, расположенной в центре армированного массива, на которую в меньшей степени должна была оказать влияние просадка грунта в котловане, свидетельствуют о закономерном повышении напряжений с глубиной. Некоторое снижение вертикальных напряжений, которое наблюдалось с самого начала, видимо, явилось результатом погрешностей, допущенных при установке динамометра, а также тем, что на этой

глубине большая часть вертикальных напряжений воспринимается уплотненным грунтом, имеющим большую степень плотности и прочности.

Анализ результатов замеров напряжений в армированном массиве показал, что практически по всем тензометрическим сваям и скважинам суммарные величины разгружающих напряжений в грунте естественной структуры были близки или на 20—40% меньше суммарных величин нагружающих напряжений в свае и уплотненной вокруг нее зоне. Это указывает на полное взаимодействие входящих в армированный массив элементов: свай, уплотненного грунта и грунта естественной структуры.

ВЛИЯНИЕ ГЛУБОКИХ ПРОРЕЗЕЙ НА СНИЖЕНИЕ СИЛ НАГРУЖАЮЩЕГО ТРЕНИЯ

Весьма значительное влияние сил нагружающего трения на снижение несущей способности свай, уплотненных и закрепленных массивов и повышение их осадок привели к необходимости поиска путей и разработке мероприятий по полной ликвидации и снижению сил нагружающего трения. Одним из путей решения этого вопроса является устройство глубоких прорезей вокруг уплотненных, закрепленных массивов и свайных фундаментов, исключающих передачу на них сил нагружающего трения. Первые исследования в этом направлении проводились в Запорожье на армированном массиве, описанном выше.

Прорезь выполнялась вдоль короткой стороны армированного массива размером 12×16 м на длине 11 м путем бурения на глубину 12 м скважин диаметром 190 мм с расстояниями в свету между ними 80—100 мм. Скважины располагались на расстоянии 1 м от армированного массива и 0,5 м от котлована для замачивания грунтов (см. рис. 27). Проходка часто расположенных скважин, которые оставались незаполненными, снизила площадь контакта армированного массива с прилегающим грунтом на глубину 12 м на 66%, а с учетом зоны просадки грунта, распространяющейся в каждую сторону на ширину 6—10 м, всего лишь на 20—30%.

Результаты замачивания грунтов из котлована показали достаточно высокую эффективность даже частичной отрезки армированного массива. Просадка грунта в котловане *2* началась через 3 суток, в то время как в котловане *1* только на 25-е сутки и проходила значительно интенсивнее. Уже при просадке поверхности грунта в котловане 12—15 мм произошел срыв ее по линии отрезки от армированного массива. В пределах замоченного котлована вдоль линии отрезки образовался центр просадочной воронки с величиной срыва грунта до 110 мм (см. рис. 27).

В связи с неполной отрезкой по глубине и в плане при просадке грунтов в котловане проходили дополнительные осадки и в армированном массиве в пределах глубин ниже 14 м за счет

сжатия подстилающего слоя естественного сложения. При этом за счет частичной отрезки сжатие подстилающего слоя оказалось в 2,5 раза меньше, чем при отсутствии ее с противоположной стороны армированного массива.

При частичной отрезке армированного массива происходит снижение дополнительных давлений, передающихся на армированный массив при просадке окружающих грунтов. Замер их показал, что если при отсутствии отрезки на глубине 14 м дополнительные напряжения в свае повысились на 1,2 МПа (см. рис. 28, *а*), то при наличии частичной отрезки максимальное их повышение на глубине 14, 5 м составило не более 0,52 МПа, т. е. в 2,3 раза меньше.

Вполне очевидно, что при более полной отрезке армированного массива от окружающего его грунта как по глубине, так и в плане эффективность ее будет значительно выше. При выполнении отрезки по всему периметру и на всю глубину вполне возможно полностью исключить влияние просадок окружающих грунтов на уплотненные, закрепленные массивы и свайные фундаменты. Справедливость этого положения в достаточной мере подтверждена экспериментальными исследованиями рассматриваемого в главе IV метода ускоренного замачивания опытных котлованов небольшой площади в плане.

ОСАДКИ ФУНДАМЕНТОВ ПРИ ПРОСАДКАХ ОКРУЖАЮЩИХ ГРУНТОВ

Рассмотренные выше особенности взаимодействия просадочных грунтов с уплотненными массивами и сваями проявляются не только при проведении экспериментальных исследований, но и в процессе эксплуатации зданий и сооружений. В результате просадок окружающих грунтов от собственного веса и развития сил нагружающего трения в сваях и уплотненных массивах возникают дополнительные нагрузки, при которых, даже в случаях полной прорезки просадочных грунтов, сваи и уплотненные массивы получают повышенные осадки, а конструкции зданий и сооружений — недопустимые деформации.

Один из цехов на ЮТЗ в Никополе возведен в 1958 г. на основании, уплотненном на глубину 18 м пробивкой скважин по технологии расширения их удлиненным зарядом [1, 6, 44] на участке, сложенном на глубину 24—28 м просадочными лессами и лессовидными суглинками, которые на глубине 30—32 м подстилаются плотными водонасыщенными песками. Фундаменты кольцевых печей выполнены на закрепленном на глубину 12 м обжигом грунте, а прессов с нагрузкой 10 000 кН — на глубоких бетонных опорах площадью 9 м^2, полностью прорезающих просадочную толщу и опирающихся на глубине 32 м на пески.

За период с 1958 по 1977 гг. за счет подъема уровня грунтовых вод на 10 м и местного замачивания просадки грунтов под полами окружающей территории составили 500—670 мм, фунда-

ментов колонн цеха 600—700 мм, кольцевых печей 540—630 мм, а фундаментов прессов 194—216 мм. Причем осадки фундаментов прессов практически стабилизировались в 1960 г. и равнялись 79—90 мм. Дальнейшее увеличение их произошло в 1962—63 гг. при начавшемся подъеме уровня грунтовых вод, за счет чего интенсивность осадок возросла до 20—25 мм/год, после чего уменьшилась до 4,0 мм в год.

Анализ результатов повышенных осадок фундаментов прессов показал, что основная причина их заключается в возникновении и развитии сил нагружающего трения по боковой поверхности опор при просадках грунтов от собственного веса. Рассчитанные по дополнительным просадкам опор величины сил нагружающего трения на опоры в данном случае равнялись 0,033 — 0,04 МПа, а дополнительные нагрузки на них 12500—15300 кН.

Здание дворца культуры ЗТЗ — каркасное с несущими продольными и поперечными стенами, нагрузкой на ленточные фундаменты 250—540 кН/м, а на столбчатые — 600 —2650 кН, возведено в 1970 г. на участке, сложенном на глубину 25 м просадочными суглинками и лессами с расчетной просадкой грунтов от собственного веса около 50 см. В основании фундаментов выполнено глубинное уплотнение просадочных грунтов пробивкой скважин станками ударно-канатного бурения БС-1М, позволяющими достичь средней объемной массы скелета уплотненного грунта не ниже 1,65 т/м^3.

Проводившиеся наблюдения за осадками здания с момента ввода его в эксплуатацию показали, что они практически стабилизировались в первый год эксплуатации и за этот период наблюдений равнялись 5—20 мм. Однако в дальнейшем происходили неравномерный куполообразный подъем уровня грунтовых вод и просадки грунтов от собственного веса на прилегающей к зданию территории. Вследствие развития сил нагружающего трения по уплотненному массиву осадки фундаментов к началу 1977 г. со стороны образования просадочного блюдца увеличились до 120—180 мм при максимальной просадке окружающего грунта около 500 мм. Наряду с общим креном здания в сторону наибольшего повышения уровня грунтовых вод в конструкциях здания появились деформации в виде трещин в кирпичных стенах раскрытием до 5—8 мм, прогиба стен на 50—100 мм, наклона на 14—28 мм и др.

Девятиэтажные кирпичные здания общежитий в Днепрорудном имеют сложную форму в плане и состоят из трех блоков размером в плане 12×42 м, соединенных между собой лестничной клеткой и переходом.

Участок расположения зданий сложен лессовидными просадочными суглинками, которые на глубине 22—26 м подстилаются непросадочными красно-бурыми глинами, относятся ко II типу грунтовых условий по просадочности с расчетной величиной

просадки грунта от собственного веса 65—80 см. Грунтовые воды до разведанной глубины не встречены.

Здания общежитий возведены в 1974—75 гг. на фундаментах из буронабивных свай диаметром 600 мм с уширением 1600 мм, полностью прорезающих просадочную толщу с глубиной заложения уширений 25, 65 м. По данным статических испытаний, проводившихся при полном водонасыщении грунта, но без проявления просадки его от собственного веса, несущая способность буронабивных свай на вдавливающую вертикальную нагрузку составляла 2100—2700 кН, а на выдергивающую 1800—1900 кН.

Осадки обоих зданий начались в апреле 1976 г. и наиболее интенсивно проходили до августа 1976 г., когда в зданиях появились недопустимые деформации. Замеренные осадки до января 1977 г. по отдельным блокам в двух домах изменились от 20 до 125 мм. В результате неравномерных осадок фундаментов в кирпичных стенах возникли наклонные и вертикальные трещины раскрытием до 10 мм, которые, как правило, проходили по всей высоте зданий и располагались в местах сопряжения отдельных отсеков.

Анализ результатов наблюдений показал, что вследствие утечки воды из коммуникации произошло интенсивное замачивание грунтов сверху и возникли просадки его от собственного веса. По данным нивелирования просадки поверхности грунта у зданий на 30—125 мм превышают осадки фундаментов здания. В результате просадки грунта от собственного веса произошло нависание его на буронабивные сваи, что привело к их недопустимым осадкам. После ликвидации источников замачивания осадки фундаментов на буронабивных сваях начали затухать.

Рассмотренные выше примеры свидетельствуют о необходимости учета при проектировании взаимодействия уплотненных закрепленных массивов и свай с окружающими грунтами при просадке их от собственного веса.

Глава IV. ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТОВ

УЧЕТ ОСОБЕННОСТЕЙ ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТОВ

Для получения всех характеристик, необходимых при проектировании различных вариантов оснований и фундаментов на просадочных грунтах, инженерно-геологические изыскания их должны выполняться с учетом особенностей, основных характеристик, закономерностей деформации просадочных грунтов.

В связи с этим физико-механические характеристики грунтов должны определяться при наиболее характерных состояниях по влажности: при природной или установившейся влажности и полном водонасыщении.

При проведении инженерно-геологических изысканий на площадках, сложенных просадочными грунтами, в дополнение к общим требованиям для обычных грунтов должны быть установлены и изучены:

величина просадочной толщи;

тип грунтовых условий исследуемых площадок по просадочности и возможные величины просадок грунтов от их собственного веса;

относительная просадочность $\delta_{пр}$ при бытовом и фактическом давлении на грунт, а в пределах деформируемой зоны, кроме того, зависимость относительной просадочности от давления на грунт через 1—2 м по глубине;

величина начального просадочного давления $p_{пр}$ через 1—2 м по глубине и обязательно для каждого литологического слоя, входящего в просадочную толщу;

величина начальной просадочной влажности $W_{пр}$ для каждого литологического слоя в случаях отсутствия замачивания просадочных грунтов, подъема уровня грунтовых вод и возможности только медленного повышения влажности;

модули деформации грунтов в пределах сжимаемой зоны при природной или установившейся влажности $E_е$ и в водонасыщенном состоянии $E_в$;

степень изменчивости сжимаемости основания α_E сложенного просадочным грунтом;

прочностные характеристики просадочных грунтов природного сложения (удельное сцепление c и угол внутреннего трения φ), а также уплотненных просадочных грунтов до различной степени плотности.

Необходимость определения всех или только части этих характеристик просадочных грунтов, а также объем и состав инженерно-геологических изысканий устанавливаются с учетом возможных вариантов по основаниям и фундаментам для проектируемых зданий и сооружений; их конструктивных особенностей; изученности района и наличия данных ранее выполненных исследований и др. факторов.

При проведении инженерно-геологических изысканий скважины и шурфы по возможности следует располагать таким образом, чтобы они размещались в пределах застраиваемых участков в наиболее характерных местах, отличающихся минимальными и максимальными значениями просадочных характеристик грунтов.

Относительная просадочность и начальное просадочное давление определяют путем испытаний их в компрессионных приборах по методике, изложенной в главе I, или в полевых условиях статическим зондированием. Пункты определения относительной просадочности грунтов по каждому шурфу или технической скважине назначаются с учетом их литологического напластования.

Модули деформации просадочных грунтов определяют путем их испытаний штампами в шурфах или скважинах и, как правило, при проведении изысканий на площадках строительства новых предприятий и жилых кварталов, а также при возможности применения комплекса мероприятий.

В процессе проведения изысканий прочностные характеристики уплотненных до различной степени плотности грунтов определяют на образцах уплотненных грунтов приготавливаемых из грунтов нарушенной структуры, которые могут быть использованы для создания уплотненного слоя в основании фундаментов, устройства обратных засыпок котлованов и т. п. Уплотняют грунты статической нагрузкой или ударным воздействием до объемной массы скелета, изменяющейся от 1,5 до 1,8 т/м^3, или коэффициента уплотнения от 0,9 до 0,98.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ТИПА ГРУНТОВЫХ УСЛОВИЙ ПО ПРОСАДОЧНОСТИ

Одним из наиболее важных вопросов инженерно-геологических изысканий на площадках, сложенных просадочными грунтами, является правильное установление типа грунтовых условий по просадочности, который может быть определен:

а) на основе анализа общего инженерно-геологического строения рассматриваемого участка и местного опыта строительства;

б) по данным лабораторных испытаний грунтов на просадочность;

в) замачиванием опытных котлованов.

При определении типа грунтовых условий по просадочности по пункту *а*) одновременно анализируют:

географическое расположение и климатические условия исследуемой площадки;

форму рельефа, наличие суффозионно-просадочных явлений и просадочных блюдец, которые обычно свидетельствуют о происшедших просадках грунтов от собственного веса и возможности II типа грунтовых условий на соседних участках;

генезис и литологическое строение исследуемой толщи грунтов с учетом того, что для II типа грунтовых условий наиболее характерно залегание супесей и суглинков с числом пластичности до 0,12—0,14 и в меньшей степени — глин и песков;

состав, степень плотности, влажность грунтов и изменение их по глубине, имея при этом в виду, что повышенное содержание быстрорастворимых солей, низкая влажность и степень плотности свидетельствуют о более высокой просадочности и возможности II типа грунтовых условий по просадочности;

наличие давнего или современного орошения, при котором полностью завершаются просадки грунтов от собственного веса;

результаты исследований просадочных свойств грунтов, опытного и производственного замачивания их на соседних площадках с подобными грунтовыми условиями;

данные по условиям эксплуатации, характеру деформаций существующих зданий и сооружений, просадок грунтов от собственного веса, источника замачивания и т. п.

На основе совместного анализа перечисленных выше материалов выявляется возможность проявления просадки грунтов от собственного веса, предполагаемый тип грунтовых условий по просадочности, объем необходимых лабораторных исследований по уточнению типа грунтовых условий и необходимость проведения замачивания опытных котлованов.

Для определения типа грунтовых условий по просадочности по пункту б) используют данные определения относительной просадочности $\delta_{пр}$ при природном давлении в водонасыщенном состоянии $P_б$. Однако практика проведения изысканий показывает, что данный метод дает достаточно точные результаты только при расчетных просадках $S_{пр} \geqslant 5$ см, так как в этих случаях просадки грунтов от их собственного веса отсутствуют или не превышают 5 см, а также при расчетных просадках $S_{пр} \leqslant 20$—25 см, когда фактические просадки грунтов от собственного веса всегда превышают 5 см и толщи грунтов могут быть отнесены только ко II типу грунтовых условий.

При расчетных просадках грунтов от их собственного веса от 5 до 20—25 см фактические просадки в натуре, особенно при просадочных толщах более 15—20 м, часто отсутствуют или не превышают 5 см. В то же время нередки случаи, когда при этом диапазоне изменения расчетных просадок фактические их величины превышают 5 см, что свидетельствует о наличии II типа грунтовых условий по просадочности.

Наиболее достоверным путем определения типа грунтовых условий по просадочности является замачивание опытных котлованов, которое выполняют, как правило, на вновь осваиваемых площадках массовой застройки при необходимости уточнения:

типа грунтовых условий по результатам лабораторных исследований грунтов в случаях, когда грунтовые условия относятся ко II типу, но достаточно близки к I типу, т. е. при величине расчетной просадки от собственного веса грунта от 5 до 20—25 см;

величины просадки грунтов от их собственного веса;

величины просадочной толщи грунтов;

глубины, с которой происходит просадка грунтов от его собственного веса;

величины начального просадочного давления грунта при просадке его от собственного веса.

Опытное замачивание грунтов производят в котлованах с размерами сторон, равными величине просадочной толщи, но не менее 15 м и глубиной 0,4—1 м, отрываемых за счет снятия растительного и насыпного слоев.

Опытные котлованы располагают, как правило, на незастраиваемой территории в пунктах с наибольшими расчетными просадками грунтов и величиной просадочной толщи.

Замачивают грунт на опытном котловане с поверхности дна котлована или для ускорения замачивания через дренирующие скважины. Для предотвращения возможности заиливания дна котлована при замачивании его дно покрывают дренирующим слоем из песка, мелкого гравия и т. п. толщиной 6—10 см.

Для наблюдений за просадкой грунтов на дне котлована и за его пределами на расстоянии до (1,5—2) H устанавливают поверхностные, а в центре котлована глубинные марки. Поверхностные марки устанавливают по двум — четырем поперечникам через 2—4 м одна от другой, а глубинные марки через 2—3 м по глубине в пределах всей величины просадочной толщи. Кроме этого, замер на поверхности горизонтальных перемещений осуществляется по поверхностным маркам мерной лентой, для чего в створе по 1—2 поперечникам устанавливают за пределами зоны развития просадок опорные знаки.

Замачивают грунты в опытном котловане до полного промачивания всей толщи просадочных грунтов и условной стабилизации просадки, за которую принимается прирост ее не более 1 см за 10 дней.

В процессе замачивания замеряют количество залитой воды в грунт и через 5—7 дней производят нивелировку поверхностных марок относительно системы временных реперов, расположенных за пределами зоны развития просадок.

По результатам замачивания грунта в опытном котловане строят графики: суточного и общего расхода воды по времени; просадки глубинных и наиболее характерных поверхностных марок во времени; изменения просадки и относительной просадочности отдельных слоев грунта по глубине, а также линии равных просадок поверхности грунта в замоченном котловане и за его пределами; поперечных профилей просадки поверхности грунта.

Необходимость замачивания опытных котлованов больших размеров в плане приводит к значительному увеличению объемов работ, потребного количества воды, сроков их выполнения, трудоемкости и стоимости. При чаще всего применяемых размерах котлованов 20×20 м замачивание обычно выполняют в течение 1,5—3 месяцев, при этом расходуется около 3—4 тыс. м^3 воды, подача которой часто затруднена из-за отсутствия близко расположенного источника замачивания. Существенно упростить работы и сократить расход воды и времени можно при значительном уменьшении размеров опытных котлованов. Однако при этом необходимо учитывать взаимодействие увлажненного и неувлажненного массивов грунта и, в связи с этим, зависимости просадки грунта от его собственного веса от ширины замачиваемой площади.

Для исключения влияния окружающего неувлажненного массива на просадку грунта ранее применяли обуривание замачиваемых котлованов часто расположенными по периметру глубокими скважинами. В начале 70-х годов этот метод был использо-

ван КазГИИЗом при замачивании опытных котлованов размером в плане 2×2 м. Более детальные исследования по влиянию отрезки путем проходки часто расположенных скважин на просадки грунтов, выполненные НИИОСП, позволили разработать метод ускоренного замачивания опытных котлованов небольшой площади.

Сущность метода ускоренного замачивания опытных котлованов небольшой площади состоит в частичном, не менее чем на 60% уменьшении контакта между замачиваемым котлованом и окружающим грунтом путем бурения часто расположенных скважин по периметру котлована.

Площадь опытных котлованов при ускоренном их замачивании в зависимости от величины начального просадочного давления принимается равной 3—10 м², а глубина 0,3—0,8 м.

В котлованах для ускоренного замачивания устраивают (рис. 29): контурные скважины, расположенные по периметру котлована и предназначенные для частичной отрезки замачиваемого котлована от окружающего его грунта природной влажности, и дренажные скважины, расположенные в средней части котлована и предназначенные для равномерного увлажнения просадочного грунта под котлованом.

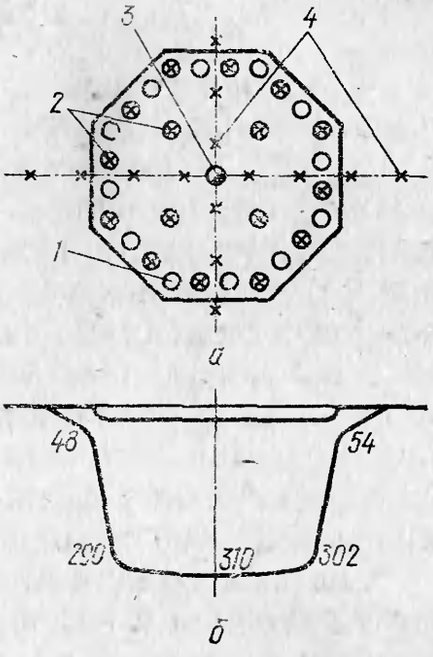


Рис. 29. План опытного котлована (*а*) и профиль просадки поверхности грунта (*б*):

1 — контурные скважины, засыпанные супесью; *2* — дренажные скважины, засыпанные песком; *3* — куст глубинных марок; *4* — поверхностные марки.

Глубина контурных и дренажных скважин, как правило, равна величине просадочной толщи, их диаметр при площади котлована $F \geqslant 3$—4 м² рекомендуется принимать равным 150 мм, а при большей — 200 мм. Расстояния между контурными скважинами по периметру котлована должны быть в свету не более 0,8 их диаметра, а между дренажными скважинами 0,8—1 м. Контурные и дренажные скважины на всю их глубину засыпают дренирующим материалом, имеющим низкое значение угла внутреннего трения и сцепления (например, мелким хорошо окатанным песком, керамзитом и т. п). При отсутствии хорошо окатанного песка засыпку контурных скважин через одну по периметру производят местным песком, а оставшиеся скважины засыпают местным размельченным супесчаным грунтом или суглинком с числом пластичности $I \leqslant 0{,}10$.

Для наблюдения за просадкой грунтов в пределах котлована равномерно по всей площади устанавливают 4—8 поверхностных марок, а за пределами — по 1—2 поперечникам через 1—2 м на

расстоянии до 6—10 м от края котлована. Глубинные марки устанавливают в центре котлована через 3—4 м по глубине и, как правило, струнные, при которых обеспечивается минимальное нарушение структуры грунта внутри котлована.

Обработка результатов ускоренного замачивания опытных котлованов небольшой площади выполняется так же, как и обычных котлованов с размером сторон не менее величины просадочной толщи.

СТАТИЧЕСКОЕ ЗОНДИРОВАНИЕ ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТОВ

Особенность исследований просадочных грунтов статическим зондированием состоит в том, что сопротивление грунта конусу зонда $p_{с.к}$ и по боковой поверхности наконечника зонда $p_{с.б}$ должно определяться при природной влажности и в водонасыщенном состоянии. Поэтому при исследовании просадочных грунтов следует применять установки, оборудованные специальным зондом-наконечником и системой подачи воды в грунт, обеспечивающей локальное замачивание грунта на любой заданной глубине и замер величин $p_{с.к}$ и $p_{с.б}$ практически на одном горизонте при естественной влажности и в водонасыщенном состоянии. Зонд-наконечник должен обеспечить замер лобового сопротивления и бокового трения при зондировании с помощью датчиков.

Система подачи воды включает бачок, аккумулятор воздушного давления и напорные шланги, соединяющие бачок с зондом и аккумулятором воздушного давления. Бачок снабжен водомерной трубкой для замера объема поданной в грунт воды и манометром для замера давления воды при замачивании грунта.

Статическое зондирование просадочного грунта осуществляется с дневной поверхности земли. Зонд задавливают в грунт при его естественной влажности с одновременной записью сопротивления зондированию. На заданном горизонте определения характеристик грунта зондирование приостанавливают, штангу с зондом приподнимают на 10—20 мм и включают систему подачи воды в грунт для его замачивания. Замачивание продолжают до тех пор, пока не профильтруется в грунт необходимое количество воды Q, определяемое по формуле

$$Q = \frac{\gamma_{ск}(0{,}9W_{п.в} - W_e)}{\gamma_у^в} \cdot \frac{4}{3}\pi R^3, \text{ см}, \qquad (22)$$

где $\gamma_{ск}$ — объемная масса скелета грунта на заданном горизонте; $W_{п.в}$ — полная влагоемкость грунта, соответствующая влажности при полном водонасыщении ($G=1$), %, равная

$$W_{п.в} = \frac{\gamma_у^в(\gamma_{уд} - \gamma_{ск})}{\gamma_{уд}\gamma_{ск}}; \qquad (23)$$

W_e — естественная влажность грунта; $\gamma_у^в$ — плотность воды, равная 1 т/м^3; $\gamma_{уд}$ — плотность скелета грунта; R — необходимый радиус сферы замоченного грунта, принимаемый $R=15$—20 см.

После прекращения замачивания сразу же продолжают зондирование грунта, находящегося в водонасыщенном состоянии, с записью сопротивления зондирования до следующего горизонта определения характеристик грунта.

По результатам зондирования лессового грунта получается диаграмма зондирования (рис. 30), обработка которой осуществляется следующим образом. На каждом горизонте определяется сопротивление грунта конусу зонда $P_{ск.е}$ при естественной влажности. Для этого на диаграмме зондирования выделяются области зондирования грунта естественной влажности в пределах глубины 15 см, непосредственно примыкающие к горизонтам замачивания грунта и по этим областям определяется среднее значение $P_{ск.е}$. После этого для тех же горизонтов определяется сопротивление грунта конусу зонда $p_{ск.в}$ в водонасыщенном состоянии, которое принимается равным при четко выраженном участке прохождения зондом водонасыщенной зоны как среднее значение $p_{ск.в}$ на этом участке, а при нечетко выраженном участке как среднее значение в пределах области зондирования водонасыщенного грунта толщиной 15 см. В

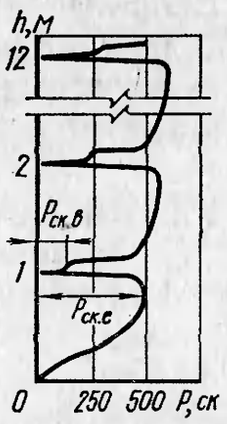


Рис. 30. Диаграмма статического зондирования просадочного грунта.

дальнейшем по полученным значениям $p_{ск.е}$ и $p_{ск.в}$ для каждого горизонта определяют коэффициент снижения прочности грунта

$$k_з = \frac{p_{ск.е}}{p_{ск.в}}. \qquad (24)$$

Статическое зондирование позволяет определять: относительную просадочность $\delta_{пр}$, коэффициент фильтрации $k_ф$, модули деформации грунтов при природной влажности $E_е$ и в водонасыщенном состоянии $E_в$, начальное просадочное давление $P_{пр}$, прочностные характеристики до и после замачивания.

Относительную просадочность $\sigma_{пр}$ при зондировании определяют по корреляции с коэффициентом снижения прочности грунта при его замачивании $k_з$ по выражению

$$\delta_{пр} = a \lg k_з + b, \qquad (25)$$

где a и b — коэффициенты, устанавливаемые для каждого района на основе статистической обработки данных параллельных определений $\sigma_р$ в лабораторных условиях и $k_з$ зондированием.

Определение коэффициента фильтрации основано на использовании решения о нагнетании воды в грунт через точечный источник по формуле

$$k_ф = \frac{Q}{4\pi (H_0 + h_к) r_0}, \qquad (26)$$

где Q — расход воды; H_0 — напор; $h_к$ — высота капиллярного поднятия; r_0 — радиус конуса зонда.

Выполненные исследования показали, что модули деформации лессовых грунтов при природной влажности $E_е$, в водонасыщенном состоянии $E_в$ и начальное просадочное давление $p_{пр}$ с достаточной точностью могут быть определены на основе корреляции:

$$E_е = f_1(p^е_{ск}); \quad E_в = f_2(p^в_{ск}); \quad p_{пр} = f_3(k_з, p^в_{ск}). \qquad (27)$$

ОПЫТНЫЕ РАБОТЫ ПО ИСПЫТАНИЮ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

В процессе проведения инженерно-геологических изысканий либо до начала строительства должны выполняться опытные работы по испытанию различных видов оснований и конструкций фундаментов, намеченных к применению на исследуемой площадке.

Уплотненные и закрепленные различными методами основания, сложенные просадочными грунтами, испытывают на отдельных фрагментах — массивах с загрузкой их опытными фундаментами.

Фрагменты уплотненных и закрепленных массивов, в том числе возможные минимальные размеры их в плане и по глубине, выполняются в соответствии с требованиями проектов, действующих нормативных документов и рекомендаций авторов-разработчиков методов. Размеры опытных фундаментов в плане целесообразно принимать равными или близкими к размерам применяемых фундаментов с учетом толщины уплотненного или закрепленного массива и сжимаемой зоны, а нагрузку на них назначать в 1,1—1,2 раза превышающей проектную.

Опытные работы по испытанию различных конструкций фундаментов выполняют на фундаментах, выполненных в натуральную величину по проекту или в соответствии с заданием на их проведение. Испытания проводят статическими вертикальными, горизонтальными, выдергивающими нагрузками, или на их наиболее неблагоприятные сочетания.

Испытания различных видов оснований и конструкций фундаментов на площадках с I типом грунтовых условий по просадочности проводятся с полным замачиванием уплотненных, закрепленных массивов и окружающих фундаменты просадочных грунтов до степени влажности $G \geqslant 0{,}8$. Для этого в пределах уплотненного, закрепленного массивов, а также вокруг опытных фундаментов устраивают скважины диаметром 150—250 мм с последующей их засыпкой дренирующим материалом (песком, щебнем, гравием и т. п.). Расстояния между скважинами в пределах уплотненного, закрепленного массивов принимаются равными 1,5—3 м, а между скважинами и опытными фундаментами от

1 до 2 м, но не менее ширины фундамента. Количество дренирующих скважин должно быть не менее четырех, а глубина их 0,8 величины просадочной толщи или глубины фундамента.

В зависимости от поставленной цели и решаемых задач испытания уплотненных, закрепленных массивов, а также опытных фундаментов на площадках с I типом грунтовых условий по просадочности могут выполняться при природной влажности с последующим замачиванием грунтов или в водонасыщенном состоянии. По первой методике испытаний замачивание производят после стабилизации осадок на последней ступени загрузки, а по второй — до начала загрузки и продолжают в течение всего периода загружения фундаментов.

На площадках со II типом грунтовых условий по просадочности различные виды оснований и конструкций фундаментов должны испытываться, как правило, при полном промачивании просадочных грунтов и проявлении просадок от собственного веса с изучением влияния на испытываемые массивы и конструкции сил нагружающего трения от просадок окружающих грунтов. В этих случаях грунты замачивают в котлованах с размерами сторон, близкими к величине просадочной толщи, по описанной выше методике замачивания опытных котлованов. Уплотненные, закрепленные массивы, а также свайные кусты целесообразно испытывать при одностороннем замачивании с расположением котлована для замачивания вдоль одной из их сторон. Одиночные сваи и фундаменты следует размещать в средней части замачиваемого котлована. При этом с учетом армирующего влияния свай и фундаментов на просадку грунта ширина котлована должна быть не менее 0,8 H, а длина (1—1,2) H, где H — величина просадочной толщи.

При испытании уплотненных, закрепленных массивов или различных конструкций фундаментов на площадках со II типом грунтовых условий по просадочности нагружение их внешней нагрузкой может производиться после или до замачивания грунтов и проявления просадки от собственного веса. В первом случае вначале определяются осадки уплотненных, закрепленных массивов и фундаментов при просадках окружающих грунтов, а затем, при загружении их ступенями до расчетной нагрузки, дополнительные осадки от нагрузки здания или сооружения. Во втором случае вначале производится загружение массивов или фундаментов также отдельными ступенями до нагрузки 0,5—1 от расчетной, затем выполняется замачивание грунта в котловане до полного проявления просадки от собственного веса, после чего при необходимости фундаменты и опытные массивы догружают.

Испытание свай на площадках со II типом грунтовых условий по просадочности в отдельных случаях возможно проводить с локальным замачиванием грунтов через дренажные скважины, как и на площадках с I типом грунтовых условий. При этом для

определения сил нагружающего трения на сваи испытания вертикальной вдавливающей нагрузкой должны дополняться испытаниями на вертикальные выдергивающие нагрузки.

ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ ИЗЫСКАНИЯ ПРИ ДЕФОРМАЦИЯХ ЗДАНИЙ

Дополнительные инженерно-геологические изыскания и исследование просадочных грунтов в связи с появлением и развитием деформаций в зданиях и сооружениях проводят для установления причин возникновения просадок грунтов и разработки предложений по обеспечению дальнейшей нормальной эксплуатации зданий. Поэтому дополнительные инженерно-геологические изыскания и исследования просадочных лессовых грунтов в основаниях существующих зданий и сооружений должны проводиться по трем основным направлениям:

обследованию состояния конструкций зданий, анализу инженерно-геологических условий участка строительства и хозяйственной деятельности района;

проведению дополнительных инженерно-геологических изысканий и исследований по изучению изменения физико-механических характеристик грунтов в процессе строительства и эксплуатации зданий и сооружений;

разработке мероприятий по обеспечению дальнейшей нормальной эксплуатации зданий и сооружений на основе анализа возможного развития неравномерных деформаций грунтов в основаниях.

Обследование состояния конструкций зданий и сооружений и анализ инженерно-геологических условий участка строительства должны быть направлены на:

изучение и описание конструктивных особенностей существующих зданий и сооружений;

обследование состояния конструкций зданий и сооружений и описание характера их деформации;

установление проявившихся величин осадок и просадок фундаментов и грунтов от их собственного веса;

сбор и систематизацию материалов по инженерно-геологическим изысканиям и исследованиям, выполненным до начала строительства зданий и сооружений на участках их расположения и на соседних территориях;

анализ хозяйственной деятельности района расположения зданий и сооружений, влияющей на замачивание грунтов, подъем уровня грунтовых вод и т. п.

Изучение и описание конструктивных особенностей существующих зданий и сооружений производится в основном с точки зрения их прочности, жесткости, чувствительности к неравномерным деформациям грунтов в основаниях, величин допускаемых для них предельных деформаций.

При отсутствии данных наблюдений за осадками фундаментов возможные величины осадок и просадок могут быть определены приближенно путем нивелирования отдельных горизонтальных плоскостей конструкций, к которым при сдаче предъявляются достаточно жесткие требования на горизонтальность положения. Такими горизонтальными плоскостями в гражданских зданиях являются: цоколь фундамента, подоконные перемычки первого этажа, а в промышленных зданиях — опорные плоскости металлических колонн, опорные столики подкрановых балок, головки рельс подкрановых путей, верх колонн.

Сбор и систематизация материалов по инженерно-геологическим изысканиям и исследованиям, выполненные до начала строительства зданий и сооружений на участках их расположения и на прилегающих к ним соседних территориях, производятся с целью:

выявления инженерно-геологических особенностей участка расположения деформировавшихся зданий и сооружений, включая: тип грунтовых условий по просадочности, величину просадочной толщи, возможные величины просадок от нагрузки фундаментов и собственного веса грунта и т. п.;

установления закономерностей изменения степени плотности, влажности, относительной просадочности, начального просадочного давления грунтов в плане и по глубине до начала строительства;

получения исходных данных для составления или уточнения программы дополнительных инженерно-геологических изысканий и исследований.

При анализе хозяйственной деятельности района, где расположены здания и сооружения, в первую очередь учитываются факторы, влияющие на изменение влажности грунтов, подъем уровня грунтовых вод и т. п. К таким факторам относятся: расположение коммуникаций воды на застроенной территории, конструкции водоводов и их диаметр, наличие орошения и полива зеленых насаждений, характер и пути стока атмосферных и талых вод, расположение емкостей и бассейнов для воды, водохранилищ, их влияние на подъем уровня грунтовых вод, подъем грунтовых вод на соседних территориях и т. п.

Дополнительные инженерно-геологические изыскания выполняются в основном с целью изучения изменения: влажности грунтов в основаниях фундаментов; положения уровня грунтовых вод; степени плотности; относительной просадочности и начального просадочного давления грунтов.

При недостаточном объеме первоначальных исследований в процессе дополнительных изысканий детально изучается общее инженерно-геологическое строение участка с определением: типа грунтовых условий по просадочности, возможных величин просадок грунтов от собственного веса и т. п.

По результатам дополнительных изысканий и исследований уточняется общее инженерно-геологическое строение исследуемого участка с учетом инженерно-геологического разреза, для каждой скважины строится график изменения влажности грунтов по глубине, а для шурфов, наряду с этим — графики изменения объемной массы скелета, относительной просадочности и начального просадочного давления по глубине.

Мероприятия по обеспечению нормальной эксплуатации деформировавшихся зданий и сооружений разрабатываются на основе анализа возможного дальнейшего повышения влажности просадочных грунтов, подъема уровня грунтовых вод и в связи с этим — прогноза увеличения осадок и просадок фундаментов и грунтов от их собственного веса, прочности, жесткости зданий и сооружений, характера их деформации и т. п.

Раздел II. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

Глава V. РАСЧЕТ ПРОСАДОК ГРУНТОВ И ФУНДАМЕНТОВ

ВИДЫ ПРОСАДОЧНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ ГРУНТОВ

Особенности и характер развития просадок лессовых грунтов в значительной мере определяются их напряженным состоянием, размерами замачиваемой площади или увлажненной зоны, степенью повышения влажности и др. факторами. В частности, закономерности проявления просадки в основании фундаментов, когда преобладает местная нагрузка от фундамента, существенно отличаются от просадки грунта в пределах нижних слоев, вызванной его собственным весом. В связи с этим следует отдельно рассматривать просадку от нагрузки фундаментов, происходящую в пределах деформируемой зоны, и просадку от собственного веса грунта на площадках со II типом грунтовых условий, вызванную напряженным состоянием только от собственного веса грунта. В свою очередь, просадки грунтов от собственного веса зависят от ширины замачиваемой или увлажненной зоны и наряду с вертикальными деформациями характеризуются горизонтальными перемещениями.

Исходя из вышеизложенного при проектировании зданий и сооружений на просадочных грунтах целесообразно выделять следующие основные виды просадочных деформаций [68]:

а) просадки от нагрузки, передаваемой фундаментом $S_{пр}$, происходящие в пределах деформируемой зоны основания от подошвы фундамента до глубины, на которой суммарные вертикальные напряжения от нагрузки фундамента и собственного веса грунта равны начальному просадочному давлению $p_{пр}$;

б) максимальные просадки грунта от собственного веса $S^{м}_{пр.гр}$, возникающие при полном промачивании всей просадочной толщи вследствие интенсивного замачивания толщи грунта или при подъеме уровня грунтовых вод и происходящие в нижней части просадочной толщи, начиная с глубины, на которой вертикальные напряжения от собственного веса равны начальному просадочному давлению $p_{пр}$, и до нижней границы просадочной толщи;

в) возможные просадки от собственного веса грунта $S^{в}_{пр.гр}$, возникающие при местном замачивании площади шириной менее величины просадочной толщи и проявляющиеся в той же части грунтового массива, что и максимальные просадки грунта;

г) горизонтальные деформации — перемещения $U_{пр}$, возникающие при просадке грунтов от их собственного веса в пределах криволинейной части просадочной воронки.

Кроме этого, в гидротехническом и ирригационном строительстве учитываются послепросадочные вертикальные деформации $S_{пр}$, происходящие при длительном замачивании грунта за счет суффозионных процессов и консолидации грунта.

При этом полная величина просадки фундаментов на площадках со II типом грунтовых условий будет равна сумме $S_{пр} + S^{м}_{пр.гр}$ или $S_{пр} + S^{в}_{пр.гр}$. При ширине фундаментной плиты, близкой к величине просадочной толщи, полную величину просадки следует принимать равной $S_{пр}$ при совместном учете напряжений от нагрузки фундамента и собственного веса грунта.

В соответствии с изученными закономерностями развития просадочных деформаций, механизмом просадки грунтов и взаимодействия их с фундаментами предложены более совершенные расчетные схемы и модули деформации просадочных лессовых грунтов и разрабатываются инженерные и аналитические методы расчета просадочных деформаций. В первом случае учитываются характер и особенности развития просадочных деформаций и экспериментально установленные зависимости от различных факторов и основных характеристик грунтов. Математическое описание полученных новых схем и моделей деформации просадочных лессовых грунтов и решение их в форме, удобной для инженерного использования, позволило получить аналитические методы расчета просадок и горизонтальных перемещений. Следует отметить, что каждый из этих путей имеет свои преимущества и недостатки и получаемые решения в равной степени могут быть использованы для практических целей.

Инженерные методы расчета просадок и горизонтальных перемещений более проверены в практике проектирования, дают вполне удовлетворительное совпадение с результатами экспериментальных и натурных испытаний и поэтому были включены в СНиП II-15-74 [74]. Аналитические методы расчета обычно дают более строгие и, как правило, более достоверные результаты

и рекомендуются для применения при разработке типовых решений, проектировании крупных и жилых комплексов.

Инженерные методы рекомендуется использовать при расчетах просадок фундаментов $S_{пр}$, максимальных и возможных просадок грунтов от собственного веса $S^{м,в}_{пр.гр}$, горизонтальных перемещений, а аналитические при расчете возможных просадок грунтов с учетом ширины замачиваемой площади.

РАСЧЕТ ПРОСАДОК ОТ НАГРУЗКИ ФУНДАМЕНТОВ

Сопоставление характера деформаций и перемещений частиц грунта при осадке и просадке указывает на значительное их сходство. Это означает, что при определенных условиях и допущениях просадку лессового грунта от нагрузки фундамента можно рассматривать как осадку сильно сжимаемого водонасыщенного глинистого грунта с соответствующими модулями деформации, коэффициентами фильтрации и консолидации. В связи с этим расчет просадок грунтов от нагрузки фундаментов в пределах деформируемой зоны может быть выполнен по относительной просадочности или по модулю деформации водонасыщенного грунта. Более простой и проверенный — первый путь.

Просадка фундамента от его нагрузки в пределах деформируемой зоны по относительной просадочности определяется по формуле

$$S_{пр} = \sum_{i=1}^{n} \delta_{пр\,i} h_i m_i, \qquad (28)$$

где $\delta_{пр i}$ — относительная просадочность, определяемая для каждого слоя просадочного грунта в пределах основания, при давлении p_i, равном сумме природного давления и дополнительного давления от фундамента сооружения в середине рассматриваемого слоя; h_i — толщина того же слоя грунта, см; m_i — коэффициент условий работы основания; n — число обжимаемых слоев, на которые разбита деформируемая зона.

Суммирование по формуле (28) производят в пределах деформируемой зоны, начиная от подошвы фундамента и до нижней границы деформируемой зоны, и учитывают только те слои, относительная просадочность которых при фактическом давлении $\delta_{пр i} \geqslant 0{,}01$.

При подсчете просадки по формуле (28) деформируемую зону разбивают на отдельные более или менее равные по толщине слои h_i с учетом литологического разреза. При этом изменение суммарного давления в пределах каждого выделенного слоя p_i не должно превышать 0,1 МПа.

Для получения достоверных результатов в формулу (28) введен коэффициент условий работы m_i, корректирующий условность методики лабораторных испытаний грунтов на просадочность и учитывающий особенность просадки грунтов от нагрузки.

На основе статистической обработки 31 испытания штампами

площадью $F=0{,}5$—4 м^2 коэффициент m_i в зависимости от давления по подошве фундамента p и величины начального просадочного давления грунта $p_{пр}$ равняется

$$m_i = 0{,}5 + 1{,}5\left(\frac{p - p_{пр}}{p_0}\right), \qquad (29)$$

где p_0 — давление, равное 0,1 МПа.

Величина коэффициента m_i в зависимости от расчетной величины просадки фундамента $S_{пр}$, подсчитанной по формуле (28) при $m_i=1$, равняется

$$m_i = 1 + 0{,}2S_{пр}/S_{пр.о}, \qquad (30)$$

где $S_{пр.о}$ — просадка, равная 1 см.

Для первой зависимости по формуле (29) коэффициент корреляции равняется $r=0{,}87$; для второй по формуле (30) $r=0{,}86$.

Коэффициент условий работы m_i определяют для каждого слоя грунта, на которые разбита деформируемая зона. Для ленточных фундаментов шириной более 3 м и прямоугольных шириной более 5 м m_i принимают по интерполяции между значениями, вычисленными по формулам (29) и (30) и $m_i=1$. При частичном устранении просадочных свойств грунтов уплотнением или закреплением на глубину не менее 0,5 b (b — ширина фундамента) коэффициент m_i принимается равным $m_i=1$.

Расчет просадки фундамента по принципу осадки с использованием данных полевых испытаний лессовых грунтов штампами производят по формуле

$$S_{пр} = \beta \sum_{i=1}^{n} \frac{p_i h_i}{E_i} - S, \qquad (31)$$

где n — число слоев, на которые разбита деформируемая зона основания; p_i — полусумма вертикальных нормальных давлений, МПа, возникающих на верхней и нижней границах i слоя грунта от давления, передаваемого фундаментом и собственным весом грунта; h_i — толщина i-го слоя, см; β — безразмерный коэффициент, принимаемый равным 0,8; E — модуль деформации i-го слоя грунта, МПа, в водонасыщенном состоянии, определяемый в полевых условиях, и принимаемый зависящим от нагрузки на грунт; S — расчетная осадка фундамента, вычисляемая по модулю деформации просадочного грунта при природной или установившейся влажности.

Следует считать, что этот прием расчета просадки фундамента требует выполнения довольно трудоемких испытаний грунтов штампами на различных глубинах с установкой глубинных марок.

РАСЧЕТ МАКСИМАЛЬНЫХ И ВОЗМОЖНЫХ ПРОСАДОК ГРУНТОВ ОТ СОБСТВЕННОГО ВЕСА

Максимальные величины просадки $S^{м}_{пр.гр}$ от собственного веса грунта, проявляющиеся при его интенсивном замачивании сверху шириной не менее величины просадочной толщи или при подъеме уровня грунтовых вод, определяются по формуле (28), в которой суммирование производится (см. рис. 10):

при отсутствии внешней нагрузки, а также при наличии узких фундаментов, когда деформируемая зона от нагрузки фундамента не сливается с зоной просадки грунта от собственного веса только в пределах этой зоны;

при подъеме грунтовых вод или при медленном повышении влажности в пределах той части зоны просадки грунта от собственного веса, в которой произошло соответствующее повышение влажности;

при широких фундаментах и частичном наложении деформируемой зоны от их нагрузки на деформируемую зону просадки от собственного веса грунта, начиная с глубины, на которой суммарные напряжения от собственного веса грунта и нагрузки фундамента имеют минимальное значение, и до кровли непросадочного грунта.

Толщина зоны просадки от собственного веса грунта учитывается от глубины, на которой вертикальные напряжения от собственного веса грунта равны начальному просадочному давлению.

При расчете максимальной величины просадки $S^{м}_{пр.гр}$ относительную просадочность $\delta_{пр}$ определяют для каждого слоя грунта в пределах зоны просадки при давлении, равном природному давлению всередине рассматриваемого слоя. При этом просадочную толщу разбивают на отдельные слои грунта толщиной не более 2 м в соответствии с литологическим разрезом и учитывают только те слои грунта, относительная просадочность которых $\sigma_{пр} \geqslant 0{,}01$.

Коэффициент условий работы m_i, отражающий особенности просадки различных лессовых грунтов, рекомендуется принимать по результатам опытных данных для каждого региона как отношение фактически замеренной просадки к расчетной, а при отсутствии опытных данных допускается принимать $m_i = 1$.

Следует отметить, что фактическая величина коэффициента условий работы m_i при просадке от собственного веса обычно существенно отличается от единицы и для большинства районов Средней Азии, Казахстана, Закавказья, Северного Кавказа, Приднепровья равняется 0,9—1,5, а для Днепропетровска 0,4—0,8.

Значительные изменения коэффициента условий работы m_i вызываются влиянием целого ряда факторов: условностью принятой расчетной схемы просадки, погрешностями лабораторно-

го определения относительной просадочности, неучетом гидродинамических сил при просадке грунта, возможным набуханием грунтов при увлажнении, выщелачиванием солей и др.

Возможную величину просадки грунта от собственного веса $S^{в}_{пр.гр}$ на площадках со II типом грунтовых условий по просадочности при местном кратковременном замачивании из источника шириной b менее величины просадочной толщи H рекомендуется определять в зависимости от максимальной величины просадки $S^{м}_{пр.гр}$ и параметров b и H по формуле

$$S^{в}_{пр.гр} = S^{м}_{пр.гр} \sqrt{\frac{b}{H}\left(2 - \frac{b}{H}\right)}. \qquad (32)$$

РАСЧЕТ ПРОСАДОК ПРИ НАЛИЧИИ МАЛОВОДОПРОНИЦАЕМЫХ ЭКРАНОВ

При частичном устранении просадочных свойств лессовых грунтов путем поверхностного уплотнения тяжелыми трамбовками, химического закрепления, обеспечивающем резкое снижение коэффициента фильтрации, а также путем устройства грунтовых подушек в пределах всей площади расположения здания или сооружения, уплотненный или закрепленный слой выполняет роль маловодопроницаемого экрана, препятствующего интенсивному увлажнению нижележащих просадочных грунтов основания. В этих случаях частичное замачивание их возможно будет лишь из источников, расположенных за пределами экрана (рис. 31, *в*), или непосредственно через маловодопроницаемый экран (рис. 31, *б*) из источников, расположенных в зданиях и сооружениях.

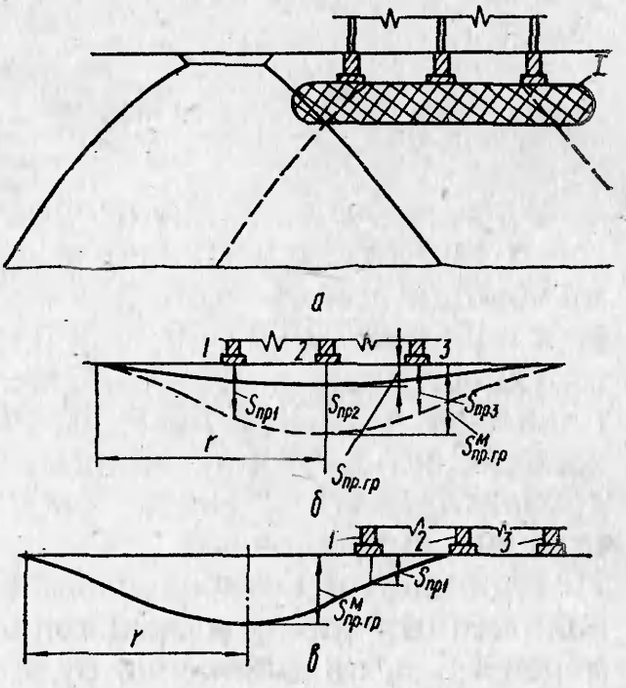


Рис. 31. Схема к расчету просадок при наличии маловодопроницаемого экрана I:

а — поперечный разрез; *б* — кривые просадки при замачивании через экран; *в* — то же, из источника, расположенного за пределами экрана; *1, 2, 3* — фундаменты.

Замачивание грунтов за пределами экрана может привести к интенсивному увлажнению грунта под зданием только в его нижних слоях. В связи с этим возможная величина просадки окажется значительно меньше максимальной $S^{м}_{пр.гр}$, характерной для рассматриваемого участка. Для ее снижения размеры маловодопроницаемых экранов рекомендуется увеличивать в каждую сторону от здания до 2—4 м. Это мero-

приятие на площадках, сложенных просадочными грунтами I типа, обычно приводит к полной ликвидации просадки грунта. Расчет возможных просадок грунта от собственного веса на площадках со II типом грунтовых условий в этих случаях следует производить по формуле (28) с учетом реальных размеров экранов, размеров и расположения источников замачивания по отношению к зданию и т. п. (см. рис. 31).

При замачивании через маловодопроницаемый экран повышение влажности подстилающих его просадочных лессовых грунтов определяется фильтрационными характеристиками экрана. Вследствие того что коэффициент фильтрации уплотненного грунта в 10—100 раз ниже, чем в естественном состоянии, через него может пройти весьма ограниченное количество воды, недостаточное для полного водонасыщения подстилающего грунта и полного проявления его просадки.

В сответствии с этим просадку грунтов ниже маловодопроницаемых экранов $S^{э}_{пр.гр}$ рекомендуется определять с учетом возможной степени повышения их влажности по относительной просадочности $\delta_{пр.w}$, вычисляемой по формуле (10) для неполного водонасыщения грунта:

$$S^{э}_{пр.гр} = \sum_{i=1}^{n} \delta_{пр.w} h_i m_i. \qquad (33)$$

Анализ результатов определения влажности лессовых грунтов в Запорожье и Никополе показал, что после длительного замачивания при отсутствии экрана степень влажности их изменяется в пределах 0,80—0,95, а при замачивании через экран (грунтовую подушку или уплотненный тяжелыми трамбовками грунт) толщиной не менее 1,5 м степень влажности близка к 0,65. Одновременно с этим по данным экспериментальных исследований можно принять степень влажности $G_{пр}$, соответствующую начальной просадочной влажности $W_{пр}$, равной в среднем 0,55. Исходя из этого относительная просадочность грунтов $\delta_{пр.w}$, расположенных ниже маловодопроницаемого экрана толщиной не менее 1,5 м, приближенно будет равна

$$\delta_{пр.w} = (\delta_{пр} - 0{,}01)\,\frac{G_к - G_н}{G_{п.в} - G_н} + 0{,}01 = (\delta_{пр} - 0{,}01)\,0{,}3 + 0{,}01. \qquad (34)$$

Полученная по формуле (34) величина относительной просадочности $\delta_{пр.w}$ в дальнейшем используется при расчетах как просадок фундаментов от их нагрузки по формуле (28), так и максимальных и возможных просадок грунтов от их собственного веса.

РАСЧЕТ РАЗНОСТИ ПРОСАДОК И КРЕНОВ ФУНДАМЕНТОВ

Разность просадок и крены фундаментов на просадочных грунтах определяют с учетом: типа грунтовых условий по просадочности; возможной величины просадки; толщины слоя просадочных грунтов и их основных физико-механических характеристик; характера распространения увлажнения в толще грунта; расстояния между фундаментами и др. факторов.

В связи с тем что наибольшая неравномерность просадок грунтов проявляется, как правило, при полной ее величине, для расчета разности просадок и кренов фундаментов принимается именно этот, наиболее опасный случай при наиболее неблагоприятном расположении источника замачивания по отношению к зданию.

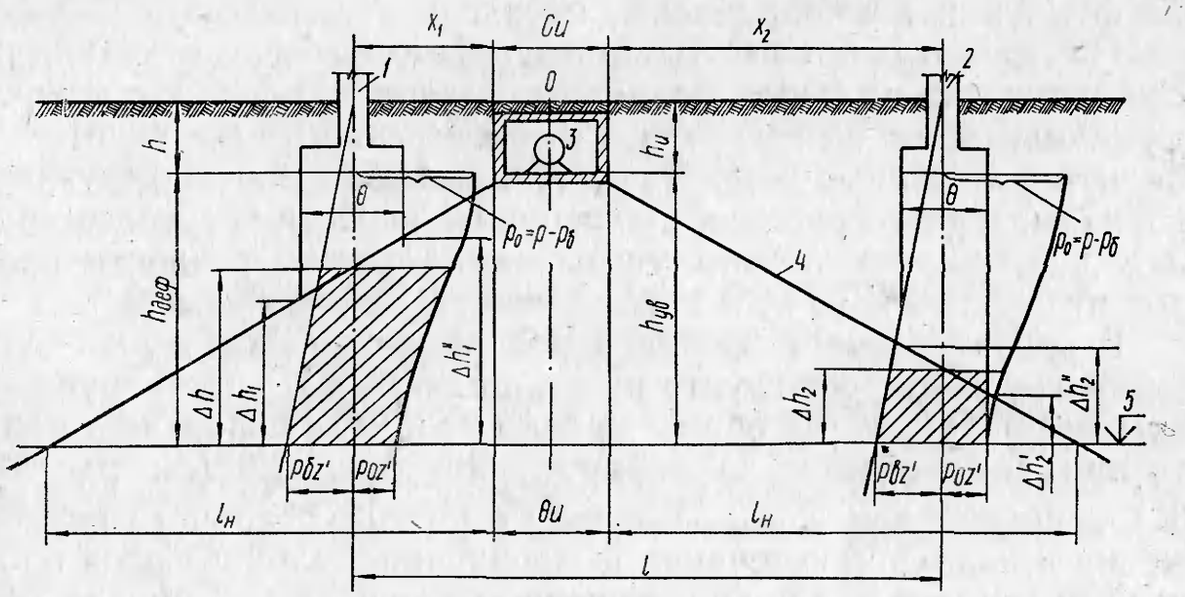


Рис. 32. Расчетная схема для определения кренов и разности просадки фундаментов в пределах деформируемой зоны:

1 — фундамент Ф-1; *2* — фундамент Ф-2; *3* — источник замачивания; *4* — граница увлажненной зоны грунта; *5* — нижняя граница деформируемой зоны.

На площадках с I типом грунтовых условий разность просадок и крены отдельных фундаментов определяют с учетом ограниченного замачивания нижней зоны основания в пределах глубины Δh (рис. 32), равной

$$\Delta h = h + h_{деф} - h_и - \frac{x}{m_\beta \operatorname{tg}\beta}, \qquad (35)$$

где h — глубина заложения фундамента от планировочной отметки; $h_{деф}$ — деформируемая зона основания; $h_и$ — глубина расположения источника замачивания от поверхности планировки; x — расстояние от края источника замачивания до рассматриваемой точки; m_β и β — то же, что и в формуле (17).

Длина участка $l_н$ (см. рис. 32), на котором может проявляться неравномерная просадка грунта, определяется по формуле

$$l_н = (h + h_{деф} - h_и)\, m_\beta \operatorname{tg}\beta. \qquad (36)$$

Разность просадок основания под отдельными точками ленточного фундамента $\Delta_л$ на участке длиной $l_н$ определяется по формуле

$$\Delta_л = \delta_{пр} \frac{x}{l_н}, \qquad (37)$$

где x — расстояние от края источника замачивания до рассматриваемой точки, изменяющейся от нуля до $l_н$.

Крен отдельностоящего фундамента вследствие просадки грунта определяется отношением разности просадки краев фундамента, вычисляемой с учетом неравномерного распространения замачивания в основании фундамента в пределах глубин от $\Delta h'_1$ до $\Delta h''_1$ и от $\Delta h'_2$ до $\Delta h''_2$ (см. рис. 32) к ширине подошвы фундамента в направлении крена.

На площадках со II типом грунтовых условий отдельно рассчитывают возможные величины разности просадок и кренов фундаментов от их нагрузки и от собственного веса грунта, после чего полученные результаты складывают с соответствующими знаками. При устранении просадочных свойств грунтов в пределах деформируемой зоны учитываются только разности просадок от собственного веса грунта.

В основу расчета кренов и разности просадок фундаментов от собственного веса грунта на площадках со II типом грунтовых условий принимается общая кривая просадки поверхности грунта при замачивании на значительной площади (см. рис. 10 и 31) — кривая для $S^{м}_{пр.гр}$. Вначале с учетом реального расположения и размеров источника замачивания, толщины слоя просадочных грунтов, а также изменения относительной просадочности по глубине (см. рис. 31) определяют величину просадки грунта от собственного веса в средней части замачиваемого участка $S^{м}_{пр.гр}$. При устройстве маловодопроницаемого экрана $S^{м}_{пр.гр}$ вычисляется с учетом неполного водонасыщения грунта. Далее определяют величину распространения увлажнения L, длину криволинейного участка просадки грунта r и возможные величины просадок фундаментов $S_{пр.1}$, $S_{пр.2}$, $S_{пр.3}$. После этого по полученным величинам просадок отдельных фундаментов вычисляют разности просадок между ними, а по наклону поверхности грунта — крены соответствующих фундаментов.

Величины максимальной и возможной просадок поверхности грунтов от их собственного веса $S^{м.в}_{пр.гр.x}$ в различных точках кривой просадки определяют по формуле (12), в которой расчетная длина криволинейного участка просадки грунта от его собственного веса определяется по формуле

$$r = H(0{,}5 + m_\beta \operatorname{tg}\beta). \qquad (38)$$

При наличии маловодопроницаемых экранов из уплотненных или закрепленных грунтов толщиной не менее 1,5 м максималь-

ные и возможные величины просадок грунтов от их собственного веса определяются с учетом возможной степени повышения влажности просадочных грунтов, залегающих ниже экрана, для двух наиболее характерных случаев замачивания: *а* — непосредственно через маловодопроницаемый экран (см. рис. 31, *б*) и *б* — из источников, расположенных за пределами экрана (см. рис. 31, *в*).

Разность просадок фундаментов, а также просадка отдельных точек основания под фундаментами от собственного веса грунта определяют с учетом возможного расположения источника замачивания по отношению к фундаментам (см. рис. 31), максимальной $S^{м}_{пр.гр}$ или возможной $S^{в}_{пр.гр}$ величины просадки грунта и т. п.

Крены фундаментов $i_{пр}$, возникающие при просадке грунтов от их собственного веса, определяют как отношение разности просадок отдельных краев фундаментов, вычисляемых по формуле (12), к ширине подошвы фундамента b в направлении крена:

$$i = \frac{S^{(м,в)'}_{пр.гр} - S^{(м,в)''}_{пр.гр}}{b}. \qquad (39)$$

АНАЛИТИЧЕСКИЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТА ПРОСАДОК ГРУНТОВ ОТ СОБСТВЕННОГО ВЕСА

Аналитические методы расчета просадок грунтов от собственного веса основываются на учете форм и размеров увлажненной зоны, взаимодействия увлажненного и неувлажненного массивов грунта, выражающегося в возникновении в грунте арочного эффекта [43, 58].

При длительном замачивании просадочного грунта непрерывно увеличиваются размеры увлажненной зоны по глубине и в плане (рис. 33, *а*), и в связи с этим изменяются основные физико-механические характеристики грунта. В пределах сформировавшейся увлажненной зоны влажность грунта непосредственно под замачиваемой площадью близка к полному водонасыщению $W_в$, а за пределами ее уменьшается до естественной $W_е$.

В соответствии с изменением влажности в пределах увлажненной зоны изменяются прочностные и деформационные характеристики грунта (см. рис. 33, *в*, *г*, *д*), причем сцепление и модуль деформации при водонасыщении просадочных грунтов уменьшаются в 1,5—10 раз, а угол внутреннего трения в 1,1—1,3 раза.

Изменением основных физико-механических характеристик грунтов в пределах увлажненной зоны определяется характер напряженного состояния в массиве грунта. В первоначальный период замачивания, когда просадка грунта отсутствует, вертикальные сжимающие напряжения σ_z в пределах средней части увлажненной зоны за счет повышения объемного веса грунта не-

сколько увеличиваются (см. рис. 33, *е*). В дальнейшем, с момента появления просадки грунта и нарушения установившегося природного равновесия между напряженным состоянием и сжимаемостью грунта, распределение вертикальных напряжений изменяется (см. рис. 33, *ж*) вследствие того, что в процессе просадки массив грунта, расположенный в пределах увлажненной зоны, перемещается вниз, а окружающий увлажненную зону грунт, имеющий естественную влажность и более высокие прочностные характеристики и малую сжимаемость, практически остается в покое. В этих условиях относительному смещению увлажненного массива грунта будут препятствовать силы сцепления и трения как в самом увлажненном массиве, так и в областях изменения влажности от $W_{п.в}$ до W_e.

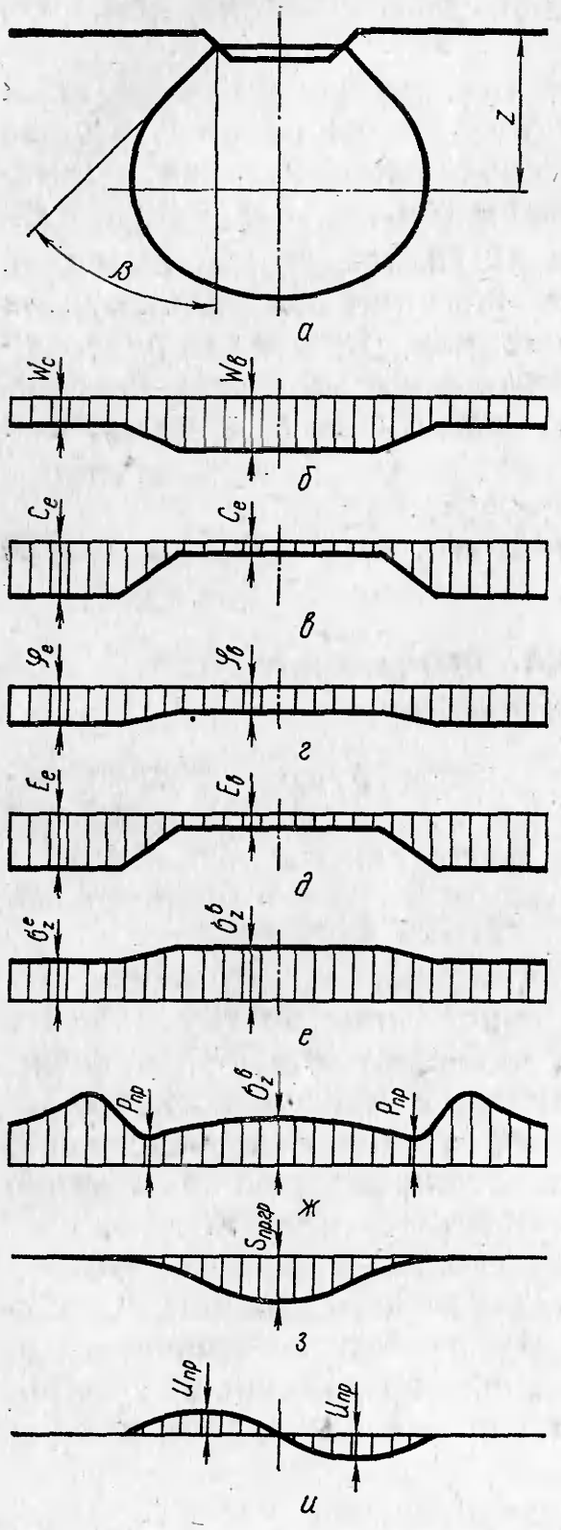
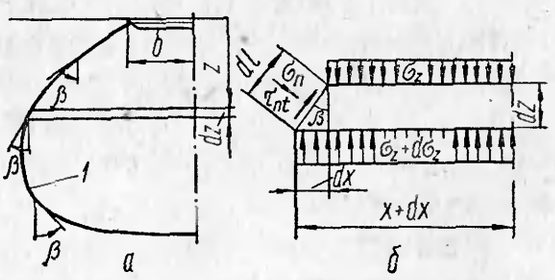


Рис. 33. Характер изменения основных характеристик и напряженного состояния грунта при просадке его от собственного веса:

а — контур увлажненной зоны; изменения на глубине *z*: влажности *w* (*б*); сцепления *c* (*в*); угла внутреннего трения φ (*г*); модуля деформации E (*д*); вертикальных напряжений σ_z до начала просадки (*е*); то же, в процессе просадки грунта (*ж*); просадки поверхности грунта $S_{пр·гр}$ (*з*); горизонтальных перемещений $U_{пр}$ (*и*).

Рис. 34. К определению вертикальных напряжений:

а — расчетная схема; *б* — схема напряжений, действующих на элементарный слой грунта толщиной Δ*z* на глубине *z*.



Так как эти силы трения и сцепления стремятся удержать смещающуюся часть массива в первоначальном положении, то вертикальные напряжения снижаются в смещающейся части и повышаются в массиве грунта, окружающем увлажненную зону.

Вследствие этого происходит перераспределение вертикальных напряжений от собственного веса грунта и эпюра напряжений приобретает вид, приведенный на рис. 33, *ж*.

Перераспределение напряжений в замоченной толще лессовых грунтов при просадке их от собственного веса за счет тормозящего влияния сил трения и сцепления можно отождествлять с арочным эффектом [43, 58, 82].

На характер напряженного состояния грунта в увлажненной зоне существенное влияние оказывают возникающие при просадке горизонтальные перемещения грунта в зонах горизонтального разуплотнения. При этом массив грунта теряет сплошность и в нем образуются просадочные трещины. В результате этого взаимодействие увлажненной части массива с неувлажненной будет происходить только в нижней его части, начиная с глубины, до которой проходят просадочные трещины. Выше глубины развития просадочных трещин напряженное состояние грунта после их появления восстанавливается до природного. В соответствии с этим можно выделить два характерных состояния изменения вертикальных напряжений в увлажненной зоне грунта.

1-е состояние характеризуется тем, что сплошность массива грунта, расположенного над увлажненной зоной (см. рис. 33, *а*), не нарушена и взаимодействие увлажненной части массива грунта с неувлажненной происходит в пределах всей глубины замачивания, что должно учитываться при решении вопроса о возможности появления просадок грунтов при ограниченных размерах увлажненной зоны.

2-е состояние возникает при нарушении сплошности массива грунта, расположенного выше увлажненной зоны, и образовании в нем просадочных трещин, по которому должны определяться вертикальные напряжения при расчете возможных величин просадок с учетом формы и размеров увлажненной зоны.

Для случая плоской задачи, т. е. при замачивании из протяженного источника, вертикальные напряжения от собственного веса грунта в увлажненной зоне рассчитывают при произвольной ее форме в поперечном сечении (рис. 34, *а*). При этом принимается, что вдоль границы увлажненной зоны выполняется условие предельного состояния.

$$\tau_{п\,t} = \sigma_п \operatorname{tg} \varphi + c, \qquad (40)$$

где φ и c — угол внутреннего трения и сцепление лессового грунта при естественной влажности.

Принимая, что нормальная компонента напряжений $\sigma_п$, действующая на площадке, наклоненной под углом β к оси z, может быть выражена через вертикальное σ_z и горизонтальное σ_x напряжения по известным формулам

$$\sigma_п = \sigma_x \cos^2 \beta + \sigma_z \sin^2 \beta; \qquad (41)$$

$$\sigma_x = \zeta\sigma_z, \tag{42}$$

получим

$$\tau_{пt} = \sigma_z \operatorname{tg}\varphi\,[\zeta + (1-\zeta)\sin^2\beta] + c, \tag{43}$$

где ζ — коэффициент бокового давления грунта.

Рассматривая равновесие вырезанного элементарного слоя грунта на глубине z толщиной dz (см. рис. 34, *б*), принимаем, что вырезанный элементарный слой грунта dz на растяжение не работает, сжатие этого слоя от напряжений σ_z и $\sigma_z + d\sigma_z$ ничтожно мало и не учитывается; вертикальные смещения слоя dz отсутствуют.

Проектируя на ось z все силы, действующие на элементарный слой dz, после соответствующих преобразований получаем дифференциальное уравнение для определения σ_{zcp}

$$\frac{d\sigma_{z\,cp}}{dz} + \sigma_{z\,cp}\,\frac{\operatorname{tg}\beta + (\operatorname{tg}\varphi - \operatorname{tg}\beta)\,[\zeta + (1-\zeta)\sin^2\beta]}{x(z)} = \gamma_0 - \frac{c}{x(z)}, \tag{44}$$

где γ_0 — объемная масса водонасыщенного грунта.

Дифференциальное уравнение (44) описывает распределение средних вертикальных напряжений σ_{zcp} на глубине z при произвольной заданной форме увлажненной зоны $x = x(z)$ и

$$\operatorname{tg}\beta = \frac{dx}{dz}. \tag{45}$$

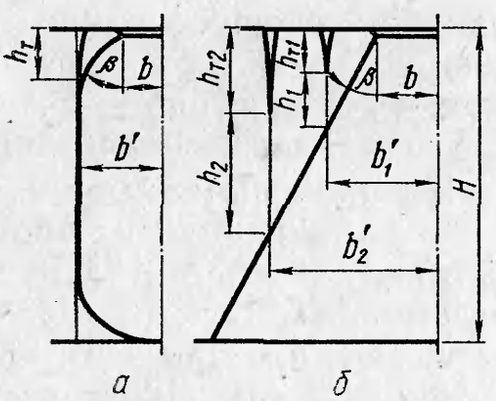


Рис. 35. Характерные формы очертания увлажненных зон:

а — по вертикальным прямым; *б* — по трапеции.

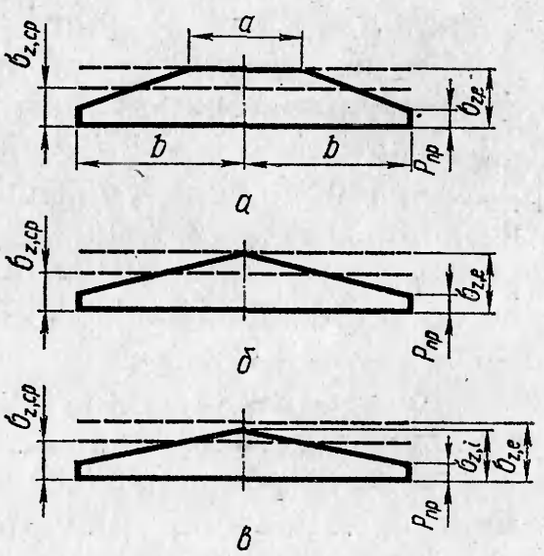


Рис. 36. Эпюры распределения вертикальных напряжений по длине слоя на глубине z.

При замачивании через скважины или глубокие траншеи очертание увлажненной зоны может быть принято с некоторыми приближениями в виде вертикальных прямых (рис. 35, *а*). В этом случае, приняв в дифференциальном уравнении угол $\beta = 0$ и $x(z) = b'$, после его интегрирования при граничном условии $\sigma_{zcp}\big|_{z=0} = 0$ получим

$$\sigma_{z\,\text{ср}} = \frac{b\gamma_0 - c}{\zeta \operatorname{tg}\varphi}\left(1 - e^{\frac{\zeta \operatorname{tg}\varphi}{b'} z}\right). \qquad (46)$$

При замачивании лессовых грунтов с площадей значительной ширины (обычно более 0,3—0,5 H, где H — глубина просадочной толщи) увлажненная зона имеет форму, близкую к трапеции (см. рис. 35, *б*). При этом распространение воды в стороны без больших погрешностей может быть принято по прямым, наклоненным под углом β к вертикали. После интегрирования дифференциального уравнения (44) при очертании увлажненной зоны $x(z) = b'z = b' + z\operatorname{tg}\beta$ и граничном условии $\sigma_{z\text{ср}}\big|_{z=0}^{=0}$ для данного случая $\sigma_{z\text{ср}}$ будет иметь вид:

$$\sigma_{z\,\text{ср}} = \left(\frac{c}{A} - \gamma_0 \frac{b'}{A + \operatorname{tg}\beta}\right)\left(\frac{b'}{b' + z\operatorname{tg}\beta}\right)^{A \operatorname{tg}\beta} - \frac{c}{A} + \gamma_0 \frac{z\operatorname{tg}\beta + b'}{A + \operatorname{tg}\beta}, \qquad (47)$$

где

$$A = \operatorname{tg}\beta + (\operatorname{tg}\varphi - \operatorname{tg}\beta)[\zeta + (1 - \zeta)\sin^2\beta]. \qquad (48)$$

При развитии просадок грунтов и образовании просадочных трещин в верхней части толщи по всей глубине их развития восстанавливается природное напряженное состояние грунта и $\sigma_{z\text{ср}} = \gamma z$, а ниже при $z > h_{\text{т}i}$ начинает сказываться сдерживающее влияние неувлажненного массива грунта. Распределение средних вертикальных напряжений в грунте, начиная с глубины $z > h_{\text{т}i}$, для рассматриваемых наиболее распространенных форм увлажненных зон получается путем интегрирования дифференциального уравнения (44) при граничном условии $\sigma'_{z\text{ср}}\big|_{z=h_{\text{т}i}}^{=\gamma_0 h_{\text{т}i}}$ и равно для увлажненных зон по: вертикальным прямым

$$\sigma'_{z\,\text{ср}} = \left(\gamma_0 h_{\text{т}\,i} - \frac{b'\gamma_0 - c}{\zeta \operatorname{tg}\varphi}\right) e^{\frac{-\zeta \operatorname{tg}\varphi}{b'}(h_{\text{т}i} - z)} + \frac{b'\gamma_0 - c}{\zeta \operatorname{tg}\varphi}; \qquad (49)$$

трапеции

$$\sigma'_{z\,\text{ср}} = \left(\gamma_0 h_{\text{т}\,i} + \frac{c}{A} - \gamma_0 \frac{b' + h_{\text{т}\,i}\operatorname{tg}\beta}{A + \operatorname{tg}\beta}\right)\left(\frac{b' + h_{\text{т}\,i}\operatorname{tg}\beta}{b' + z\operatorname{tg}\beta}\right)^{A \operatorname{tg}\beta} - \frac{c}{A} + \gamma_0 \frac{b' + z\operatorname{tg}\beta}{A + \operatorname{tg}\beta}. \qquad (50)$$

Решение задачи расчета средних вертикальных напряжений при ограниченных источниках замачивания, имеющих в плане форму квадрата, прямоугольника, круга, эллипса, получено по аналогии с плоской задачей. Как показывают наблюдения за распространением воды от этих источников, а также за просадками грунтов, области повышенной влажности и зоны развития просадок в плане при замачивании грунтов из квадратных источников имеют форму, близкую к кругу, а при прямоугольных — к эллипсу. Поэтому все перечисленные выше формы источников замачивания ограниченных размеров в плане могут быть сведены к одной общей — эллиптической форме.

При замачивании грунта на всю величину просадочной толщи и трапецеидальной форме увлажненной зоны (рис. 35, *б*) средние вертикальные напряжения в увлажненном грунте в случае ограниченных в плане источников замачивания определяются из решения дифференциального уравнения

$$\frac{d\sigma_{z\,\mathrm{ср}}}{dz} + \sigma_{z\,\mathrm{ср}} \frac{L(z)\,A(z)\,(\mathrm{tg}\,\varphi - \mathrm{tg}\,\beta) + \pi\,[d(z) + b(z)]\,\mathrm{tg}\,\beta}{S(z)} =$$

$$= \gamma - c\,\frac{L(z)}{S(z)}, \qquad (51)$$

где

$$L(z) = 4\int_0^{\pi/2} \sqrt{\frac{(a_0 + z\,\mathrm{tg}\,\beta^4)\cos^2 t + (b_0 + z\,\mathrm{tg}\,\beta^4)\sin^2 t}{(a_0 + z\,\mathrm{tg}\,\beta^2)\cos^2 t + (b_0 + z\,\mathrm{tg}\,\beta)^2 \sin^2 t}}\,dt; \qquad (52)$$

$$A(z) = \zeta + (1 - \zeta)\sin^2\beta; \qquad (53)$$

$$S(z) = \pi\,(a_0 + z\,\mathrm{tg}\,\beta)b_0 + z\,\mathrm{tg}\,\beta. \qquad (54)$$

Вычисленные по формулам (44), (46), (47), (49) — (51) средние вертикальные напряжения σ_{zcp} с учетом взаимодействия увлажненного и неувлажненного массивов грунтов в пределах нижнего слоя на глубине z распределяются неравномерно по его длине, так как сдерживающее влияние в наибольшей степени сказывается у границы увлажненной зоны и в меньшей степени в средней части слоя. Данные полевых исследований показывают, что просадка грунта проявляется только в пределах увлажненной зоны. Следовательно, можно принять, что на границе увлажненной зоны вертикальные напряжения снижаются до начального просадочного давления $p_{\mathrm{пр}}$. Тогда в средней части увлажненной зоны снижение их уменьшается и фактическая величина вертикальных напряжений σ_{zi} будет изменяться в пределах от $p_{\mathrm{пр}}$ до σ_{ze} (рис. 36). В зависимости от значений $p_{\mathrm{пр}}$, $\sigma'_{z\mathrm{ср}}$ и σ_{ze} при изменении σ_{zi} по линейному закону возможны три характерные эпюры изменения фактических вертикальных напряжений σ_{zi} по длине рассматриваемого слоя грунта i:

а) по трапеции, когда при сравнительно небольшом снижении вертикальных напряжений $\sigma'_{z\mathrm{ср}}$ в средней части слоя i на участке a фактические напряжения σ_{zi} достигают максимальной величины σ_{ze} и при этом длина участка a определяется из выражения (рис. 36, *а*)

$$a = b'\,\frac{2\sigma'_{z\,\mathrm{ср}} - p_{\mathrm{пр}} - \sigma_{z\,\mathrm{e}}}{\sigma_{ze} - p_{\mathrm{пр}}}; \qquad (55)$$

б) по треугольнику с максимальной величиной σ_{zi} в середине слоя, равной $\sigma_{zi} = \sigma_{ze}$ (рис. 36, *б*);

в) по треугольнику, когда при значительном снижении средних вертикальных напряжений $\sigma'_{z\mathrm{ср}}$ максимальная величина

фактических напряжений σ_{zi} в среднем слое меньше σ_{ze} и равняется (рис. 36, *в*):

$$\sigma_{z\,i} = p_{н} + 2(\sigma'_{z\,ср} - p_{пр}). \qquad (56)$$

Расчет просадок лессовых грунтов от собственного веса с учетом формы и размеров увлажненной зоны начинается с определения возможности их проявления. Для этого вначале в соответствии с возможной формой и размерами увлажненной зоны по приведенным выше формулам определяют средние вертикальные напряжения σ_{zcp} и σ_{zi} в увлажненном грунте при отсутствии просадочных трещин. Далее полученные напряжения σ_{zcp} и σ_{zi} сопоставляют с величиной начального просадочного давления $p_{пр}$. При этом принимается, что если в пределах слоя толщиной более 2 м средние вертикальные напряжения σ_{zcp} или σ_{zi} оказываются больше величины начального просадочного давления $p_{пр}$, то просадка грунта от собственного веса возможна.

Возможная величина просадки грунта от собственного веса определяется по формуле (28), в которую подставляются значения относительной просадочности $\delta_{пр\,i}$, полученные при фактическом давлении на грунт, изменяющемся от $p_{пр}$ до σ_{ze} (см. рис. 36).

РАСЧЕТ ПРОСАДОК ГРУНТОВ ПРИ НАЛИЧИИ ПЛАНИРОВОЧНЫХ НАСЫПЕЙ И ВЫЕМОК

Просадки грунтов при наличии планировочных насыпей и выемок определяют с учетом соответствующего изменения напряженного состояния грунта, характеризующегося тем, что устройство планировочных насыпей приводит к увеличению нагрузки на грунт, а выемок, за счет срезки грунта естественного сложения, к его разгрузке [46].

Дополнительную нагрузку на поверхность грунта природного рельефа от веса планировочной насыпи принимают равной

$$p_{н} = \gamma h_{н}, \qquad (57)$$

где γ — объемная масса грунта планировочной насыпи с учетом возможности его полного водонасыщения; $h_{н}$ — высота насыпи.

Распределение вертикальных давлений по глубине основания от веса планировочной насыпи при ширине ее $b_{н} \geqslant 3h_{деф}$ или $b_{н} \geqslant 3H$ (здесь $h_{деф}$ — глубина деформируемой зоны от нагрузки фундамента, а H — величина просадочной толщи) принимается равномерным, а при $b_{н} < 3h_{деф}$ с учетом рассеивания вертикальных давлений в толще грунта по теории линейно-деформируемого полупространства.

При определении вертикальных давлений в грунте в случаях наличия выемок за счет срезки грунта природного сложения рекомендуется исходить из следующих основных положений (рис. 37):

а) плоскость расположения линейно-деформированного полупространства находится на глубине выемки $h_в$, которая за пределами контура выемки пригружена гибкой равномерно распределенной нагрузкой $p_в$, равной $p_в = \gamma h_в$ (γ — объемная масса грунта с учетом его возможного полного водонасыщения, находящегося выше дна выемки);

б) вертикальные давления от собственного веса грунта ниже дна выемки в пределах глубины от $h_в$ до нижней границы просадочной толщи H вычисляются с учетом влияния от веса грунта $p_в$, расположенного за пределами и выше дна выемки;

в) учет влияния веса грунта $p_в$, расположенного за пределами выемки, на распределение вертикальных напряжений по глубине по различным вертикальным слоям в пределах выемки выполняется с использованием метода угловых точек, приведенного в СНиП II-15-74 [74].

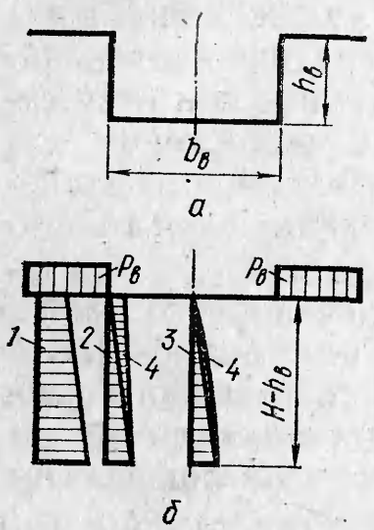


Рис. 37. Схема к расчету просадок грунтов при наличии выемок:

а — поперечный разрез; *б* — схема распределения вертикальных давлений; *1* — за пределами выемки; *2* — по краю выемки; *3* — в центре выемки; *4* — давление от веса грунта выше дна выемки.

Расчет просадок грунтов от нагрузки фундаментов, а также максимальных просадок от собственного веса грунта $S^{м}_{пр.гр}$ в случаях устройства планировочных насыпей и глубоких выемок выполняется по приведенной выше формуле (28), в которой значение относительной просадочности $\delta_{пр i}$ для каждого слоя принимается при фактическом давлении на грунт с учетом наличия соответственно насыпи или выемки.

РАСЧЕТ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ

Горизонтальные перемещения $U_{пр}$ на поверхности грунтов, возникающие при просадках их от собственного веса в случаях интенсивного или местного замачивания сверху, определяют на основе экспериментально установленной зависимости горизонтальных перемещений от просадок $S^{м.в}_{пр.гр}$ и вычисляют по формуле

$$U_{пр} = 0{,}5\varepsilon_r r\left(1 + \cos\frac{2\pi x}{r}\right), \qquad (58)$$

где ε_r — величина относительного горизонтального перемещения, равная

$$\varepsilon_r = 0{,}66\left(\frac{S^{м.в}_{пр.гр}}{r} - 0{,}005\right); \qquad (59)$$

r — расчетная полудлина криволинейного участка просадки грунта от собственного веса, определяемая по формуле (38); x — расстояние от середины горизонтального участка просадки грунта, где горизонтальные перемещения достигают максимальной величины, до точки, в которой определяется горизонтальное перемещение грунта, изменяющееся от нуля до r_0.

Учитывая неизбежность искажения плавного изменения величин горизонтальных перемещений, для приближенных расчетов можно принять характер изменения их по треугольнику и вычислять горизонтальные перемещения по формуле

$$U_{пр} = \frac{\varepsilon_r}{2}(r_0 - x). \qquad (60)$$

Глубина зоны развития горизонтальных перемещений в рассматриваемой точке x (см. рис. 14) принимается равной

$$h'_{гор} = \frac{h_{гор}}{r_0}\sqrt{r_0^2 - (r'_0)^2}, \qquad (61)$$

а ширина зон развития горизонтальных перемещений r_0' на глубине $h_{гор}$

$$r'_0 = \frac{r_0}{h_{гор}}\sqrt{h^2_{гор} - (h'_{гор})^2}, \qquad (62)$$

где $h_{гор}$ — максимальная глубина развития горизонтальных перемещений на границе зон горизонтального уплотнения и разуплотнения грунта, принимаемая равной $h_{гор} = 0{,}5\,H$.

Изменение горизонтальных перемещений по глубине в пределах зон их развития от $h_{гор}$ до 0 принимается по линейному закону (см. рис. 14) и величина горизонтального перемещения по глубине определяется по формуле

$$U'_{пр} = U_{пр}\left(1 - \frac{x}{h_{гор}}\right). \qquad (63)$$

Глава VI. УЧЕТ СИЛ НАГРУЖАЮЩЕГО ТРЕНИЯ НА УПЛОТНЕННЫЕ, ЗАКРЕПЛЕННЫЕ МАССИВЫ И СВАИ

ИСХОДНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО УЧЕТУ СИЛ НАГРУЖАЮЩЕГО ТРЕНИЯ

Анализ исследований [30, 31, 45] и опыт строительства и эксплуатации зданий и сооружений на просадочных грунтах со II типом грунтовых условий по просадочности [60] позволили установить, что силы нагружающего трения и дополнительные на-

грузки на уплотненные, закрепленные массивы и сваи определяются в основном:

«дефицитом прочности» проседающего грунта, т. е. разностью между вертикальными давлениями от собственного веса грунта $\sigma_б$ и величиной начального просадочного давления $p_{пр}$;

величиной просадки окружающего грунта естественной структуры от собственного веса;

величинами трения и сцепления между уплотненными, закрепленными массивами или сваями и проседающим грунтом, а также прочностными характеристиками проседающего грунта;

площадью и распределительной способностью проседающего грунта, а также площадью контакта проседающего грунта с уплотненными, закрепленными массивами или сваями;

видом и расположением источника замачивания по отношению к уплотненным, закрепленным массивам и свайным фундаментам;

величиной просадочной толщи грунта;

глубиной заложения фундамента и величиной срезки грунта при отрывке котлована под фундамент.

Вполне очевидно, что чем меньше величина начального просадочного давления и больше «дефицит прочности» проседающего грунта, тем большая величина сил нагружающего трения и дополнительных нагрузок должна передаваться на уплотненные, закрепленные массивы и сваи. Однако увеличение сил нагружающего трения и дополнительных нагрузок на сваи, уплотненные и закрепленные массивы при увеличении «дефицита прочности» грунта может происходить до определенного предела, так как они зависят от других рассматриваемых ниже факторов.

Величины сил нагружающего трения и дополнительных нагрузок на уплотненные, закрепленные массивы и сваи по мере увеличения просадок окружающих грунтов и, главным образом, относительных перемещений проседающего грунта по поверхности сваи, уплотненных и закрепленных массивов должны возрастать. Учитывая некоторую аналогию в характерах взаимодействия, с одной стороны, уплотненных, закрепленных массивов, свай с окружающим грунтом и, с другой стороны, подпорных стенок и др. заглубленных конструкций с грунтом, можно принять, что максимальные величины сил нагружающего трения $f_н$ и дополнительных нагрузок $Q_н$ на уплотненные, закрепленные массивы и сваи устанавливаются при относительном перемещении грунта $\delta_н = 0{,}01$. Исходя из этого максимальные величины сил нагружающего трения $f_н$ и дополнительных нагрузок $Q_н$ на сваи, закрепленные и уплотненные массивы должны устанавливаться при просадке окружающих грунтов от их собственной массы $S_{пр.н}$, равной:

$$S_{пр.н} = S_{пр.д} + \delta_н H, \qquad (64)$$

где $S_{пр.д}$ — предельно допустимая величина просадки уплотненного, закрепленного массива или сваи при взаимодействии их с окружающим просадочным грунтом, принимаемая равной по аналогии с принятым в СНиП II-15-74 критерием подразделения толщ просадочных грунтов на типы грунтовых условий $S_{пр.д} = 5$ см; H — величина просадочной толщи грунта.

Общий характер зависимости сил нагружающего трения и дополнительных нагрузок на уплотненные, закрепленные массивы и сваи от величины просадки окружающего грунта представлен на рис. 38. Согласно рис. 38 при величине просадки грунта от

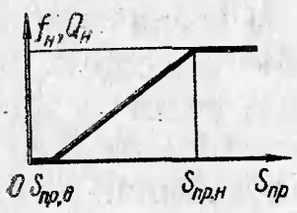


Рис. 38. Зависимость сил нагружающего трения $f_н$ и дополнительных нагрузок $Q_н$ от величины просадки грунта.

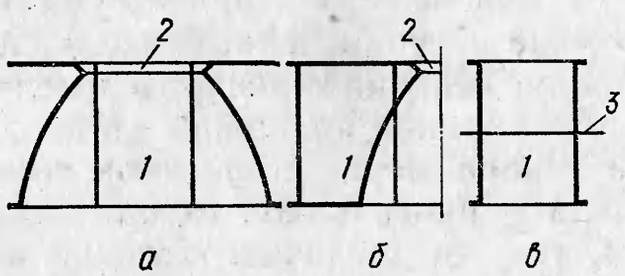


Рис. 39. Схемы к учету вида и расположения источника замачивания:

1 — уплотненный, закрепленный массив или свайный фундамент; 2 — источник замачивания; 3 — подъем уровня грунтовых вод и зоны капиллярного повышения влажности.

его собственного веса до 5 см силы нагружающего трения и дополнительные нагрузки на уплотненные, закрепленные массивы и сваи отсутствуют. При просадках грунтов, равных $S_{пр.н}$, определяемых по формуле (64), силы нагружающего трения и дополнительные нагрузки достигают максимальных величин и при дальнейшем увеличении просадок грунтов остаются постоянными. В интервале повышения просадок грунтов от их собственного веса от 5 см до $S_{пр.н}$ величины сил нагружающего трения и дополнительных нагрузок на сваи, уплотненные и закрепленные массивы изменяются от нуля до максимально возможных величин. Характер их изменения в этом интервале может быть принят в простейшем виде по прямой.

Зависимость сил нагружающего трения от величин трения и сцепления между уплотненными, закрепленными массивами, сваями и просадочным грунтом, а также от прочностных характеристик просадочного грунта, по-видимому, без больших погрешностей можно принимать аналогичной зависимости сил сопротивления грунта по боковой поверхности свай от этих факторов. С увеличением трения и сцепления между уплотненными, закрепленными массивами, сваями и просадочным грунтом, а также прочностных характеристик просадочных грунтов величины сил нагружающего трения будут возрастать. Так как в процессе просадки окружающего грунта возможен сдвиг его как по боковой

поверхности уплотненных, закрепленных массивов и свай, так и по грунту, силы нагружающего трения не могут превышать суммарной величины трения и сцепления между уплотненными, закрепленными массивами, сваями и проседающим грунтом, а также удельной прочности просадочного грунта.

При увеличении площади и распределительной способности просадочного грунта величины сил нагружающего трения и дополнительных нагрузок на сваи, уплотненные и закрепленные массивы должны возрастать. За распределительную способность просадочного грунта в данном случае принимается ширина площади массива грунта, которая оказывает нагружающее воздействие на уплотненные, закрепленные массивы и сваи. Максимальная величина распределительной способности может быть принята равной половине длины криволинейного участка развития неравномерных просадок грунтов, т. е. приблизительно 0,2 величины просадочной толщи или глубины замачивания.

Силы нагружающего трения на уплотненные, закрепленные массивы и сваи должны учитываться только в пределах тех площадей, по которым происходит нависание проседающего грунта. Чем больше площадь контакта проседающего грунта с уплотненными, закрепленными массивами и сваями, тем большие дополнительные нагрузки передаются на них. За площадь контакта проседающего грунта в данном случае следует принимать площадь, равную длине периметра уплотненного, закрепленного массива, сваи или свайного фундамента, вдоль которого происходит просадка грунта от собственного веса, умноженную на величину просадочной толщи или на глубину замачивания. При местном замачивании длину периметра развития просадок грунта следует принимать равной максимальной ширине увлажненной зоны на поверхности контакта, а при подъеме уровня грунтовых вод — равной периметру уплотненного, закрепленного массива, сваи или свайного фундамента.

На величины сил нагружающего трения и дополнительные нагрузки на уплотненные, закрепленные массивы и сваи существенное влияние оказывает также степень влажности окружающего их грунта. В связи с этим возможны три характерных вида и места расположения источников замачивания (рис. 39):

а) непосредственно в пределах уплотненного, закрепленного массива или свайного фундамента, когда грунт по всей площади контакта их с окружающим и проседающим грунтом находится в водонасыщенном состоянии;

б) на некотором расстоянии от уплотненного, закрепленного массива или свайного фундамента, вследствие чего в верхней части площади контакта грунт имеет природную влажность, а в нижней — влажность, близкую к полному водонасыщению;

в) подъем уровня грунтовых вод, повышающий влажность грунтов до полного водонасыщения в пределах высоты его подъема и зоны капиллярного водонасыщения.

Выше отмечалось, что силы нагружающего трения и дополнительные нагрузки на уплотненные, закрепленные массивы и сваи проявляются при величине просадки грунтов от их собственного веса, превышающей предельно допустимую величину $S_{пр.н}=5$ см. Исходя из этого они должны учитываться только в пределах верхней части толщи просадочного грунта $H_н$, равной

$$H_н = H - \frac{S_{пр.н}\, m_н}{\delta_{пр.ср}}, \qquad (65)$$

где $m_н$ — коэффициент условной работы, учитывающий жесткость и допустимую неравномерность деформирования уплотненных, закрепленных массивов и свай и принимаемый равным для: уплотненных и закрепленных массивов, имеющих модуль деформации $E \leqslant 50$ МПа $m_н=1$; для закрепленных массивов $E>50$ МПа и свай $m_н=0{,}6$; $\delta_{пр.ср}$ — средневзвешенное значение относительной просадочности грунтов, залегающих в нижней части просадочной толщи.

При отрывке котлованов под здания, а также под отдельные фундаменты значительных размеров в плане с большой глубиной их заложения, и особенно при наличии подвалов происходит частичная разгрузка залегающего ниже просадочного грунта. Выполняемая впоследствии обратная засыпка котлованов восстанавливает природное напряженное состояние грунта только за пределами расположения фундаментов, так как грунт, лежащий на обрезах фундаментов, входит в их собственный вес. В связи с этим при расчете фундаментов на сваях, уплотненном, закрепленном грунте вертикальные напряжения от собственного веса грунта непосредственно под зданием или фундаментом определяются, начиная с отметки пола подвала или заложения фундамента, т. е. должны учитываться разгрузка грунта за счет устройства котлована и снижение расчетной просадки грунтов от их собственного веса. В подобных случаях возможен перевод грунтовых условий из II в I тип по просадочности и тем самым учет сил нагружающего трения только на крайние ряды свай и в пределах контурной полосы уплотненного или закрепленного массива.

Все рассмотренные выше факторы, влияющие на величины сил нагружающего трения и дополнительных нагрузок на уплотненные, закрепленные массивы и сваи, должны учитываться одновременно.

РАСЧЕТ ДОПОЛНИТЕЛЬНОЙ НАГРУЗКИ НА УПЛОТНЕННЫЕ, ЗАКРЕПЛЕННЫЕ И АРМИРОВАННЫЕ МАССИВЫ

Дополнительные нагрузки от сил нагружающего трения на уплотненные, закрепленные, армированные массивы определяются с учетом их взаимодействия с окружающим грунтом при просадке его от собственного веса (рис. 40, *а*). При этом принимается, что:

в процессе просадки окружающего грунта уплотненные, закрепленные или армированные массивы остаются в покое, а окружающий просадочный грунт оседает вдоль их поверхности;

взаимодействие окружающего грунта в процессе его просадки от собственного веса с уплотненными, закрепленными или армированными массивами происходит вдоль их периметра по вертикальным плоскостям;

просадочный грунт в пределах плоскостей взаимодействия с указанными массивами находится в водонасыщенном состоянии;

при просадке окружающих грунтов от собственного веса по всей площади их контакта с уплотненными, закрепленными или армированными массивами выполняется условие предельного равновесия по формуле (40).

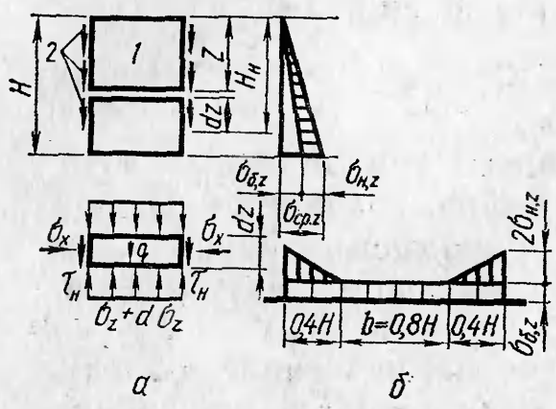


Рис. 40. Расчетная схема для определения:

а — дополнительных давлений в уплотненном, закрепленном или армированном массиве (*1*) от сил нагружающего трения (*2*); *б* — распределения вертикальных давлений от собственного веса грунта $\sigma_{бz}$ и дополнительных давлений от сил нагружающего трения $\sigma_{н.z}$ на глубине z в уплотненном, закрепленном или армированном массиве.

Формулы для определения суммарных вертикальных напряжений $\sigma_{z.ср}$ и дополнительных давлений $\sigma_{zн}$ от сил нагружающего трения в уплотненном, закрепленном или армированном массиве получены на основе рассмотрения равновесия вырезанного элементарного слоя грунта на глубине z, толщиной dz (см. рис. 40, *а*) с учетом того, что сжатие слоя dz от напряжений σ_z и $\sigma_z+d\sigma_z$ ничтожно мало и не учитывается, элементарный слой dz на растяжение не работает; вертикальные смещения слоя dz отсутствуют. Проектируя на ось все силы, действующие на элементарный слой dz, после соответствующих преобразований получим

$$\sigma_{z.ср} = \frac{\gamma + c\,\dfrac{u}{F}}{\zeta \operatorname{tg}\varphi\,\dfrac{u}{F}}\left(e^{\zeta \operatorname{tg}\varphi \frac{u}{F} z} - 1\right); \qquad (66)$$

$$\sigma_{н.z} = \sigma_{ср.z} - \sigma_{z.б}\,, \qquad (67)$$

где γ — объемная масса просадочного грунта в водонасыщенном состоянии; u — длина периметра уплотненного, закрепленного или армированного массива, вдоль которого происходят замачивание и просадка прилегающего грунта; F — площадь уплотненного, закрепленного или армированного массива; $\sigma_{z.б}$ — вертикальные напряжения от собственного веса грунта на глубине z, принимаемые равными $\sigma_{z.б}=\gamma z$.

При наличии просадочных трещин, наблюдаемых обычно при уплотнении просадочных грунтов предварительным замачиванием, глубинными взрывами, а также при устройстве глубоких прорезей на глубину $h_т$, взаимодействие уплотненных, закрепленных или армированных массивов с окружающим просадочным грунтом будет происходить только в нижней части, начиная с глубины $h_т$, т. е. в пределах глубины $H_н - h_т$. В этих случаях суммарные вертикальные напряжения от собственного веса и сил нагружающего трения в уплотненном, закрепленном или армированном массиве определяются по формуле

$$\sigma_{z.ср} = \left(\gamma h_т + \frac{\gamma + c\,\frac{u}{F}}{\zeta \operatorname{tg}\varphi\,\frac{u}{F}} \right) e^{\zeta \operatorname{tg}\varphi\,\frac{u}{F}(z - h_т)} - \frac{\gamma + c\,\frac{u}{F}}{\zeta \operatorname{tg}\varphi\,\frac{u}{F}}. \quad (68)$$

Распределение дополнительных давлений $\sigma_{z.н}$ от сил нагружающего трения по ширине $b_{упл}$ и длине $l_{упл}$ уплотненного, закрепленного или армированного массива в соответствии с их распределительной способностью принимается (рис. 40, *б*) при:

$b_{упл}$ и $l_{упл}$ меньше или равно 0,8 H — равномерным по всей площади;

$b_{упл} > 0{,}8\ H$ и $l_{упл} > 0{,}8\ H$ — по треугольной эпюре в пределах контурной полосы шириной 0,4 H с максимальным значением дополнительных давлений по периметру $2\sigma_{z.н}$.

Анализ формул (66) и (68) показывает, что величины дополнительных давлений $\sigma_{z.н}$ от сил нагружающего трения в уплотненных, закрепленных или армированных массивах определяются в основном их формой и размерами, длиной замачиваемого периметра, прочностными характеристиками просадочного грунта. С уменьшением площади массива, увеличением длины замачиваемого периметра, прочностных характеристик просадочных грунтов и отношения периметра к площади величины дополнительных давлений возрастают, а при увеличении глубины распространения просадочных трещин или глубоких прорезей — снижаются.

ОБЕСПЕЧЕНИЕ СОВМЕСТНОЙ РАБОТЫ ОТДЕЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, ВХОДЯЩИХ В АРМИРОВАННЫЙ МАССИВ

При армировании толщи лессовых грунтов сваями в пробитых скважинах армированный массив состоит из: набивных свай, уплотненных зон и просадочного грунта естественной структуры (см. рис. 26). В случае применения свай в пробуренных скважинах или закрепленных столбов армированный массив будет соответственно состоять из армирующего элемента и просадочного грунта естественной структуры. Совместная работа отдельных элементов, входящих в армированный массив, и полное

исключение в пределах его просадок грунта от собственного веса обеспечивается выбором их прочности и соответствующих расстояний между армирующими элементами. Это достигается за счет обеспечения:

совместной работы просадочного грунта естественной структуры с уплотненным грунтом по поверхности радиусом b, а также уплотненного грунта со сваей по всей ее площади радиусом r (см. рис. 26);

прочности уплотненного массива в целом исходя из расчетных давлений на просадочный грунт естественного сложения, уплотненный грунт в зоне радиусом b и на армирующий элемент-сваю;

прочности подстилающего грунта по расчетному давлению на него.

Радиус уплотненной зоны b определяют по результатам опытной пробивки скважин или приближенно по формуле

$$b = 0{,}952 \sqrt{\frac{\gamma_{\text{ск.упл}}}{\gamma_{\text{ск.упл}} - \gamma_{\text{ск}}}}, \qquad (69)$$

где $\gamma_{\text{ск.упл}}$ — среднее значение объемной массы скелета грунта в пределах уплотненной зоны, принимаемое равным

$$\gamma_{\text{ск.упл}} = \frac{\gamma_{\text{ск}} + \gamma_{\text{ск.макс}}}{2}; \qquad (70)$$

$\gamma_{\text{ск}}$ — среднее значение объемной массы скелета грунта естественного сложения; $\gamma_{\text{ск.макс}}$ — максимальное значение объемной массы скелета уплотненного грунта, обычно равное 1,8—1,9 т/м³ и вычисляемое по формуле:

$$\gamma_{\text{ск.макс}} = \frac{\gamma_b}{1 + W\dfrac{\gamma_w}{\gamma_s}}, \qquad (71)$$

где γ_s — удельная масса твердых частиц грунта; γ_w — удельная масса воды; W — влажность грунта в естественном состоянии или в процессе пробивки скважины.

Совместная работа просадочного грунта естественной структуры с уплотненным грунтом в зоне радиусом b, а также уплотненного грунта со сваей в армированном массиве обеспечивается в тех случаях, если по поверхности уплотненного грунта и сваи выполняется условие предельного равновесия по формуле (40). В соответствии с этим совместная работа просадочного грунта естественной структуры с уплотненным грунтом на глубине z будет обеспечиваться при условии, что суммарная нагрузка от собственного веса просадочного грунта, сил нагружающего трения и от фундаментов в пределах призмы $ABCDEG$ не будет превышать его несущую способность по поверхности уплотненной зоны, т. е.

$$(0{,}865a^2 - \pi b^2)(\gamma z + \sigma_{pz} + \sigma_{нz}) \leqslant [\zeta \operatorname{tg} \varphi(\gamma_z + \sigma_{pz} + \sigma_{нz}) + c]\, 2\pi bz, \quad (72)$$

где σ_{pz} — дополнительные вертикальные напряжения от нагрузки фундамента на глубине z (остальные обозначения приведены в формулах (64) — (66) и на рис. 26).

Аналогичным образом совместную работу уплотненного грунта со сваей можно обеспечить при выполнении условия, что в пределах призмы *АВСДЕG* суммарная нагрузка от выше приведенных факторов не будет превышать несущую способность уплотненного грунта по поверхности сваи:

$$(0{,}865a^2 - \pi r^2)(\gamma z + \sigma_{pz} + \sigma_{нz}) \leqslant [\zeta \operatorname{tg} \varphi_у (\gamma z + \sigma_{pz} + \sigma_{нz}) + c_у]\, 2\pi rz, \quad (73)$$

где $\varphi_у$ и $c_у$ — угол внутреннего трения и сцепление уплотненного грунта до максимального значения объемной массы скелета $\gamma_{ск.макс}$ (см. формулу (71) для водонасыщенного состояния.

Условие обеспечения прочности и несущей способности армированного массива по расчетным давлениям на каждой из составляющих его частей сводится к удовлетворению неравенства:

$$(F_е + F_у + F_{св})(\gamma z + \sigma_{pz} + \sigma_{нz}) \leqslant F_е p_{пр} + F_у p_у + F_{св} p_{св}, \quad (74)$$

где $F_е$, $F_у$, $F_{св}$ — площадь в пределах призмы *АВСДЕG* соответственно просадочного грунта природной структуры, уплотненного грунта и сваи; $p_{пр}$ — начальное просадочное давление грунта естественной структуры на глубине z; $p_у$ — расчетное давление на уплотненный грунт; $p_{св}$ — расчетное давление на материал сваи.

Условие обеспечения прочности подстилающего грунта исходя из расчетного давления на него R, определяемого с учетом глубины и размеров армированного массива, проверяют по выражению

$$\frac{\gamma z + \sigma_{pz} + \sigma_{нz}}{F_{ар}} \leqslant R, \quad (75)$$

где $F_{ар}$ — площадь армированного массива; z — глубина армирования, принимаемая равной $z = H$; σ_{pz} — принимается равной весу здания или сооружения, поделенной на площадь армированного массива.

При армировании грунтов столбами из закрепленного грунта, буронабивными сваями в формулах (72) — (74) учитываются соответственно только два элемента, входящие в армированный массив.

Вполне очевидно, что за исходное должно приниматься минимальное расстояние a между армирующими элементами, определяемое по приведенным выше трем условиям.

РАСЧЕТ ОСАДОК ФУНДАМЕНТОВ НА УПЛОТНЕННЫХ, ЗАКРЕПЛЕННЫХ И АРМИРОВАННЫХ МАССИВАХ

В соответствии с данными экспериментальных исследований суммарные осадки $S_{сум}$ фундаментов на уплотненных, закрепленных и армированных массивах складываются из осадок (рис. 41):

$$S_{сум} = S_ф + S_н + S_п, \qquad (76)$$

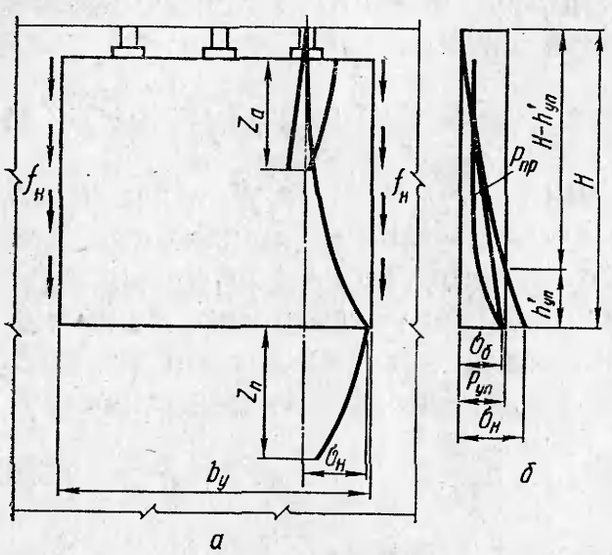


Рис. 41. Расчетная схема для определения осадок фундаментов на уплотненном, закрепленном или армированном массиве (*а*) и схема распределения напряжений по глубине массива (*б*).

где $S_ф$ — осадка от нагрузки фундамента в пределах сжимаемой зоны основания; $S_н$ — осадка за счет сжатия уплотненного, закрепленного или армированного массива от сил нагружающего трения; $S_п$ — осадка подстилающего слоя от дополнительной нагрузки, вызванной силами нагружающего трения.

Осадки от нагрузки фундаментов $S_ф$ определяют с учетом дополнительных давлений $\sigma_н$ от сил нагружающего трения, хотя величина их в верхней части уплотненного, закрепленного или армированного массива, как показали данные экспериментальных исследований, сравнительно небольшая. Рассчитывают осадки в соответствии со СНиП II-15-74 по формуле

$$S_ф = \beta \sum_{i=1}^{n} \frac{(p_i + \alpha_{н\,i})}{E_i} h_i, \qquad (77)$$

где β — безразмерный коэффициент, принимаемый равным $\beta = 0{,}8$; n — число слоев, на которые разделена по глубине сжимаемая толща; p_i — среднее давление в i-м слое грунта, равное полусумме давлений на верхней и нижней границах этого слоя; $\sigma_{нi}$ — среднее давление от сил нагружающего трения в i-м слое грунта, определенное по формуле (70); h_i — толщина i-го слоя грунта; E_i — модуль деформации i-го слоя уплотненного, закрепленного или армированного грунта.

Модули деформации уплотненных и закрепленных грунтов принимаются по результатам их испытаний штампами или по табличным данным, рекомендуемым соответствующими нормативными документами и руководствами. Общий модуль деформации армированного массива определяется как средневзвешенная

величина модулей деформации просадочного грунта естественной структуры $E_{гр}$, уплотненного грунта $E_{уп}$ и материала сваи $E_{св}$.

Осадка $S_н$ за счет сжатия уплотненного, закрепленного или армированного массивов проявляется только в их нижней части начиная с глубины $H_{пр} - z_а$ (см. рис. 41), на которой дополнительные напряжения от сил нагружающего трения $\sigma_{н.z}$ превышают прочность уплотненного, закрепленного, армированного массива $p_{уп}$

$$\sigma_{н.z} \geqslant p_{уп}. \tag{78}$$

Осадку $S_н$ за счет сжатия уплотненного, закрепленного или армированного массива в слое толщиной $h'_{упл}$ (см. рис. 41) определяют по формуле (77), в которую обычно вместо $p_i + \delta_{нi}$ подставляют значения $\sigma_{нi}$, увеличивающиеся по глубине.

Осадка $S_п$ подстилающего слоя от дополнительной нагрузки, вызванная силами нагружающего трения, определяется по схеме линейно-деформируемого слоя конечной толщины по формуле

$$S_п = b_у p_у M \sum_{i}^{n} \frac{k_i - k_{i-1}}{A_i}, \tag{79}$$

где $b_у$ — ширина условного фундамента, принимаемая равной ширине уплотненного, закрепленного или армированного массива; $p_у$ — среднее давление по подошве условного фундамента, равное среднему значению дополнительного давления от сил нагружающего трения $\delta_{н.i}$ на глубине H, определяемому по формуле (67); M — поправочный коэффициент, определяемый по СНиП II-15-74; n — число слоев, различающихся по сжимаемости в пределах упругого слоя $z_п$; k_i и k_{i-1} — коэффициенты i и i—1 слоев, определяемые по СНиП II-15-74; E_i — модуль деформации i-го слоя.

Расчетную толщину линейно-деформируемого слоя $z_п$ (см. рис. 41) принимают до кровли грунтов с модулем деформации $E \geqslant 100$ МПа или на глубину

$$z_п = H_0 + t b_у, \tag{80}$$

где H_0 и t — принимаются соответственно равными для оснований, сложенных: глинистыми грунтами — 9 м и 0,15; песчаными грунтами 6 м и 0,1.

РАСЧЕТ ДОПОЛНИТЕЛЬНОЙ НАГРУЗКИ НА СВАИ ОТ СИЛ НАГРУЖАЮЩЕГО ТРЕНИЯ

Закономерности развития просадок грунтов от собственного веса, а также данные по взаимодействию свай с окружающими просадочными грунтами показывают, что величины дополнительной нагрузки на отдельно расположенные сваи и свайные фундаменты от сил нагружающего трения должны определяться следующими двумя условиями:

а) площадью окружающего сваю грунта и «дефицитом прочности его»;

б) величиной трения и сцепления между сваей и окружающим ее грунтом.

Площадь окружающего грунта, оказывающая нагружающее воздействие на сваю, определяется характером их расположения, расстояниями между ними и распределительной способностью грунта, равной 0,2 H (H — величина просадочной толщи). В пределах средней части свайных полей или кустов значительных размеров площадь окружающего сваю грунта равняется $F_1 = l^2$, по крайним рядам $F_2 = l \cdot (0{,}5\ l + 0{,}2\ H)$, а на угловые сваи $F_3 = 0{,}8\ (0{,}5\ l + 0{,}2\ H)^2$ (рис. 42). Площадь нависающего грунта на отдельно расположенную сваю будет равна $F_4 = 0{,}8\ (0{,}4\ H)^2$, а на свою в ленточном фундаменте $F_5 = l\ (0{,}4\ H)$. В случаях применения забивных свай, в том числе с лидером, набивных свай в пробитых скважинах и т. п., вокруг которых создаются уплотненные зоны, площадь окружающего грунта, нависающего на сваю, определяется за вычетом площади уплотненной зоны.

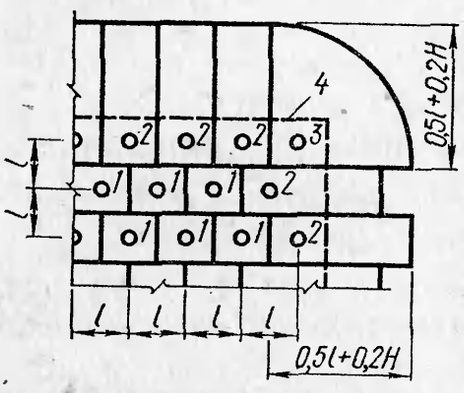


Рис. 42. Фрагмент плана свайного поля или куста:

1, 2, 3 — площади окружающего просадочного грунта, взаимодействующего со сваей; *4* — контур ростверка.

«Дефицит прочности» просадочного грунта при просадке его от собственного веса, как отмечалось выше, определяется разностью между вертикальным давлением от собственного веса грунта в водонасыщенном состоянии $\sigma_{бi}$ и величиной начального просадочного давления $p_{пр}$ на соответствующей глубине.

С учетом изложенного выше величина дополнительной нагрузки на сваю $p'_н$ от сил нагружающего трения по условию учета площади нависающего грунта и его «дефицита прочности» будет равна

$$P'_н = \frac{F_{(1-5)}}{H_н} \sum_{0}^{H_н} (\sigma_{бi} - p_{прi})\, h_i, \qquad (81)$$

где $F_{(1-5)}$ — площадь нависающего на сваю окружающего грунта; h_i — толщина i-х слоев, на которые разбивается толща просадочного грунта $H_н$, в пределах которой проявляются силы нагружающего трения.

При расчете величины дополнительной нагрузки на сваю от сил нагружающего трения по формуле (81) вначале определяют глубину h_z, на которой наблюдается максимальная величина «дефицита прочности» ($\sigma_{бi} - p_{прi}$). Затем вычисляют величину дополнительной нагрузки на сваю до глубины h_z по формуле

$$p'_{н,z} = \frac{F}{h_z}(\sigma_{б\,z} - p_{пр\,z})\,h_z. \qquad (82)$$

После этого определяют полную величину дополнительной нагрузки на сваю от сил нагружающего трения за счет учета нижней части просадочной толщи в пределах глубины $H_н - h_z$, т. е.

$$p'_н = p'_{н\,z} + \frac{F}{H_н - h_z}\sum_{h_z}^{H_н}(\sigma_{б\,i} - p_{пр\,i})\,h_i. \qquad (83)$$

Величину дополнительной нагрузки на сваю $P''_н$ при просадках окружающего грунта по величине трения и сцепления между сваей и окружающим ее грунтом определяют по формуле

$$P''_н = mu\sum_{0}^{H_н} m_f f_i l_i, \qquad (84)$$

где m и m_f — коэффициенты условий работы сваи, принимаемые по СНиП II-17-77; u — наружный периметр ствола сваи; f_i — расчетная величина силы нагружающего трения по боковой поверхности сваи; l_i — толщина слоя грунта, соприкасающаяся с боковой поверхностью сваи.

Расчетную величину силы нагружающего трения по боковой поверхности сваи принимают по табл. 2 СНиП II-17-77 с учетом возможного коэффициента консистенции грунта, зависящего в основном от степени влажности грунта, вида и расположения источника замачивания. В случаях возможного подъема уровня грунтовых вод (см. рис. 39, *в*) расчетным состоянием грунтов по влажности будет полное водонасыщение в нижней части, начиная с отметки максимального подъема уровня грунтовых вод и зоны капиллярного повышения влажности, а в верхней части — природная или установившаяся влажность. При интенсивном замачивании сверху из источника, расположенного в пределах площади нависающего на сваю грунта (см. рис. 39, *а*), расчетным состоянием грунта по влажности будет полное водонасыщение, а на некотором расстоянии от сваи (см. рис. 39, *б*) также, как и при подъеме уровня грунтовых вод.

За расчетную величину дополнительной нагрузки на сваю принимают минимальное из значений $P'_н$ и $P''_н$, вычисляемых по приведенным выше двум условиям (81—83) и (84) с последующей корректировкой их на возможную величину просадки грунта от собственного веса по рис. 38.

В свайных полях или кустах значительных размеров в плане расчетные величины дополнительной нагрузки от сил нагружающего трения на внутренние сваи обычно принимаются по первому условию, т. е. по площади нависающего на сваю грунта и «дефицита прочности», а на крайние ряды, а также отдельно расположенные сваи и сваи в ленточном фундаменте — по второму условию, учитывающему трение между сваей и грунтом.

УЧЕТ ДОПОЛНИТЕЛЬНЫХ НАГРУЗОК ОТ СИЛ НАГРУЖАЮЩЕГО ТРЕНИЯ

Выполненные в последние годы НИИОСП исследования показывают, что учет дополнительных нагрузок от сил нагружающего трения на уплотненные, закрепленные, армированные массивы и сваи может осуществляться по двум направлениям:

а) путем передачи и восприятия дополнительных нагрузок от сил нагружающего трения уплотненными, закрепленными массивами и сваями;

б) ликвидацией или снижением влияния сил нагружающего трения на уплотненные, закрепленные массивы и сваи.

Основное направление в настоящее время первое, так как второе пока что находится в стадии разработки и экспериментальной проверки.

Восприятие дополнительных нагрузок от сил нагружающего трения должно обеспечиваться повышением прочности и несущей способности уплотненных, закрепленных, армированных массивов и свай, снижением давлений на подстилающие грунты путем устройства в нижней части уширений, создания несущего слоя повышенной прочности, повышением глубины уплотнения, закрепления грунтов и заложения свай и т. п.

При проектировании уплотненных, закрепленных массивов и свай на просадочных грунтах со II типом грунтовых условий по просадочности выбор мероприятий по учету сил нагружающего трения должен осуществляться с учетом конструктивных, технологических особенностей проектируемых зданий и сооружений, условий их эксплуатации.

Уплотнение, закрепление и армирование грунтов следует производить под всеми зданиями или сооружениями, включая основания фундаментов несущих конструкций, оборудования, инженерных коммуникаций, полов. Необходимое в подобных случаях повышение прочности и несущей способности в нижней части уплотненного массива достигается использованием для заполнения пробитых скважин более прочного грунтового материала (шлака, щебня, песчано-гравийной смеси и т. п.), а закрепленного грунта — применением раствора более высокой концентрации.

При уплотнении и закреплении грунтов на всей застраиваемой площади силы нагружающего трения обычно развиваются только по периметру здания или сооружения и их целесообразно учитывать соответствующим увеличением размеров уплотненной или закрепленной площади либо устройством контурных полос повышенной прочности и несущей способности по периметру соответствующих массивов. В частности, в [68] основным мероприятием по восприятию сил нагружающего трения и дополнительной нагрузки от них на уплотненные грунтовыми сваями массивы является увеличение размеров их в каждую сторону от грани

фундамента в соответствии с данными экспериментальных исследований на 0,2 величины просадочной толщи.

Сваи и опоры из закрепленного грунта обычно устраивают только под фундаментами несущих конструкций зданий и сооружений с учетом полного восприятия ими наряду с нагрузкой от фундаментов сил нагружающего трения, возникающих при просадках окружающих грунтов от собственного веса. При необходимости устранения просадок грунтов от собственного веса под фундаментами технологического оборудования, инженерными коммуникациями, полами на остальной площади здания или сооружения целесообразно выполнять армирование грунтов, в том числе теми же сваями и опорами из закрепленного грунта из расчета восприятия ими дополнительных нагрузок от сил нагружающего трения. В этом случае армирование грунтов будет достаточно эффективным мероприятием по устранению сил нагружающего трения на свайные фундаменты несущих конструкций.

Основным мероприятием по ликвидации или снижению влияния сил нагружающего трения на уплотненные, закрепленные и армированные массивы, свайные фундаменты в виде сплошных полей и кустов значительных размеров в плане является отрезка их по периметру от окружающих просадочных грунтов глубокими прорезями, заполненными эластичными материалами, а при отдельно расположенных сваях — устройство их в эластичных оболочках, и обмазкой антифрикционными материалами и т. п.

При разработке мероприятий по ликвидации и снижению сил нагружающего трения отрезкой предстоит: разработать технологию устройства прорезей в лессовых грунтах шириной 5—20 см на глубину до 20—25 м; решить вопросы заполнения прорезей эластичным материалом, в качестве которого могут быть использованы растворы бентонитовой, пластичной глины с пластификаторами, многослойная полиэтиленовая пленка, стекловолокно и т. п.; изучить эффективность и долговечность применения глубоких прорезей и эластичных материалов для их заполнения.

Устройство набивных свай в эластичных оболочках не представляет трудностей. Эластичным материалом могут служить стекловолокно, картон с пропиткой антисептическими материалами, полиэтиленовые трубы, пленки и т. п. Экономическая эффективность устройства свай в эластичных оболочках и с обмазкой антифрикционными материалами вполне очевидна, так как позволяет в 1,5—5 раз уменьшить количество свай. Однако при этом следует учитывать необходимость применения соответствующих мероприятий по обеспечению нормальной эксплуатации расположенных на окружающих и прилегающих к сваям участках инженерных коммуникаций, фундаментов технологического оборудования, полов и т. п.

Глава VII. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ НА ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ

РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

Практикой проектирования последних лет установлено, что наиболее экономичные решения по основаниям и фундаментам, а также по мероприятиям, обеспечивающим прочность и нормальную эксплуатацию зданий и сооружений, получаются при расчете оснований на просадочных грунтах по деформациям. Это достигается за счет того, что при использовании принципа расчета по деформациям в наибольшей степени учитываются местные грунтовые условия, конструктивные особенности возводимых зданий и сооружений, а также особенности их эксплуатации, включая возможные виды и источники замачивания оснований.

Цель расчета оснований по деформациям заключается в обеспечении нормальной эксплуатации зданий и сооружений и ограничении деформаций оснований, фундаментов и самих зданий и сооружений величинами, при которых гарантируются их прочность, долговечность и отсутствие недопустимых осадок, просадок и кренов, сохранение проектного положения отдельных конструкций, стыковых соединений и т. п.

При расчете оснований на просадочных грунтах по деформациям наряду с деформациями оснований, возникающими вследствие осадки грунта от нагрузки фундаментов, должны рассматриваться следующие виды совместных деформаций, вызванные просадкой грунтов:

абсолютная просадка отдельного фундамента $S_{пр.ф}$, представляющая собой максимально возможную величину просадки отдельного столбчатого или ленточного фундамента для рассматриваемых грунтовых условий при наиболее неблагоприятном расположении источника замачивания и увлажнении грунта на всю величину просадочной толщи;

средняя просадка здания $S_{пр.ср}$, отнесенная к зданию в целом, отдельным блокам, отрезанным осадочными швами, или к группе фундаментов, имеющих взаимосвязанную надземную конструкцию, которая вычисляется как средневзвешенная величина абсолютных просадок отдельных фундаментов с учетом их площади и количества;

относительная неравномерность просадок $\Delta S_{пр}/l$ двух соседних фундаментов, т. е. разность просадок отдельных точек $\Delta S_{пр}$, отнесенная к расстоянию между ними l, которая вызывается как различными нагрузками на отдельные фундаменты или их части, так и, главным образом, различным характером увлажнения грунтов;

крен при просадке фундамента или здания в целом $i_{пр}$, представляющий собой отношение разности просадок крайних точек

отдельного фундамента или здания к их ширине и проявляющийся обычно при неравномерном и одностороннем замачивании грунтов;

относительный прогиб при просадке $f_{пр}/l$, т. е. отношение стрелы прогиба $f_{пр}$ к длине изгибаемого участка l здания или сооружения, который наблюдается, как правило, в гибких и относительно жестких зданиях и сооружениях при неравномерном замачивании грунтов.

Все эти деформации чаще всего проявляются одновременно. Однако, используя принцип независимости действия сил, расчет их выполняют раздельно. Кроме этого, на площадках со II типом грунтовых условий по просадочности дополнительно к вышеприведенным деформациям должны рассматриваться: относительное горизонтальное перемещение грунта ε_r в основании; наклон поверхности грунта $tg\Theta$.

Расчет оснований и фундаментов на просадочных грунтах по деформациям сводится к удовлетворению неравенства

$$S + S_{пр} \leqslant S_{п}, \qquad (85)$$

где S — величина совместной деформации основания и здания или сооружения (абсолютная средняя осадка, крен, прогиб и т. д.), вызванная нагрузкой от фундамента, определяемая как для обычных непросадочных грунтов в соответствии с их деформационными характеристиками при природной или установившейся влажности; $S_{пр}$ — величина деформации основания вследствие просадки грунтов при их замачивании; $S_{п}$ — предельно допустимая величина совместной деформации основания и здания или сооружения.

Предельно допустимые величины совместной деформации основания и здания устанавливаются исходя из необходимости обеспечения:

технологических и архитектурных требований к деформациям зданий в части изменения их проектных уровней и положений, отдельных конструкций, оборудования, включая требования к нормальной работе лифтов, кранового оборудования и т. п.;

требований к прочности, устойчивости и трещиноватости конструкций, включая общую устойчивость здания или сооружения.

Для упрощения расчетов предельные величины деформации оснований $S_{п}$ на просадочных грунтах с учетом возможности одновременного сочетания наиболее неблагоприятных условий по осадке и просадке допускается принимать равными

$$S_{п} = S'_{п} m_{пр}, \qquad (86)$$

где $S'_{п}$ — предельная величина деформации основания для случаев неравномерной осадки фундаментов на обычных непросадочных грунтах; $m_{пр}$ — коэффициент условий работы, учитывающий вероятность одновременного сочетания наиболее неблагоприятных условий по просадке и осадке и принимаемый равным: при $S_{пр} < 2S — m_{пр} = 1$; при $S_{пр} \geqslant 2S — m_{пр} = 1{,}25$.

При расчете оснований по деформациям выполнение условия (85) достигается, с одной стороны, путем ликвидации возможной величины просадки методами уплотнения, закрепления, прорезки просадочных грунтов и, с другой,— повышением предельно допустимых деформаций оснований, применением соответствующих конструктивных мероприятий.

ФАЗЫ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТОВ

При деформации обычных непросадочных грунтов под нагрузкой различают три фазы напряженного состояния: нормального уплотнения, сдвига и прогрессирующего течения [82]. Нередко эти три фазы механически переносят и на просадочные грунты, причем просадка отождествляется с фазами сдвигов и прогрессирующего течения. Однако специальные исследования в различных грунтовых условиях показали, что в общем случае деформация просадочного лессового грунта в водонасыщенном состоянии от нагрузки фундамента характеризуется следующими пятью фазами (рис. 43): I — нормального уплотнения; II — просадки; III — последующего (послепросадочного) уплотнения и IV—V — фазы сдвигов и прогрессирующего течения. Переход от одной фазы к другой, как видно из рис. 43, происходит постепенно, о чем свидетельствуют криволинейные участки.

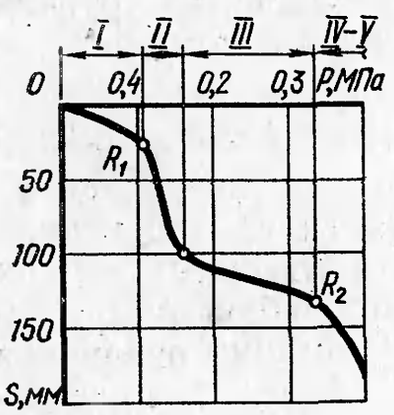


Рис. 43. Фазы напряженного состояния просадочных грунтов.

I фаза — характеризуется уплотнением просадочного грунта, происходящим в результате уменьшения объема пор. Структура грунта при этом не разрушается. Величина модуля деформации в пределах этого участка почти не отличается от модуля деформации обычных непросадочных грунтов для данного состояния по влажности и степени плотности. Деформация грунта в этой фазе близка к деформации обычных грунтов и сопровождается вертикальными и, частично, горизонтальными перемещениями грунта.

II фаза — характеризуется резким увеличением осадки при сравнительно небольшом диапазоне повышения давления, которая сопровождается нарушением структуры грунта и более плотной его укладкой. Значение модуля деформации грунта в фазе просадки резко падает и, по сравнению с модулем деформации в пределах I фазы, уменьшается в 2—10 раз. Уплотнение грунта во II фазе происходит как за счет вертикальных, так и частично горизонтальных деформаций. Точка перехода фазы нормального уплотнения к фазе просадки, получившая для обыч-

ных грунтов название «предела пропорциональности», для просадочных принимается за начальное просадочное давление.

III фаза характеризуется резким уменьшением степени нарастания деформаций. По существу, уплотнение в этой фазе связано с формированием новой послепросадочной структуры. По скорости и характеру протекания осадок III фаза практически аналогична I фазе. Модуль деформации грунта в этой фазе достаточно близок к модулю деформации в I фазе.

IV и V фазы деформаций грунта, как и для непросадочных грунтов — фазы сдвига и прогрессирующего течения [82]. Характер перемещений отдельных слоев грунта в этой фазе меняется. Под фундаментом формируется уплотненное ядро, о чем свидетельствует отсутствие сжатия грунта в зоне, прилегающей непосредственно к его подошве. Перемещения грунта в IV и V фазах происходят, в основном, в нижних слоях за счет увеличения глубины деформируемой зоны. В верхних слоях, по-видимому, образуются непрерывные поверхности скольжения, что обусловливает интенсивные вертикальные и горизонтальные перемещения, в результате чего при дальнейшем увеличении нагрузки массив грунта должен потерять устойчивость.

Описанные особенности деформирования и фазы напряженного состояния просадочных грунтов явились основой для разработки предложений по определению расчетных давлений на просадочные грунты.

РАСЧЕТНЫЕ ДАВЛЕНИЯ НА ПРОСАДОЧНЫЕ ГРУНТЫ

Эксперименты, опыт проектирования и строительства показывают, что расчетные давления на просадочные грунты зависят от многих факторов, основными из которых являются: состояние грунтов по степени влажности и плотности; их прочностные характеристики; мероприятия по устранению просадочности грунтов и обеспечению прочности возводимых зданий и сооружений; конструкции и размеры фундаментов и др.

В зависимости от состояния просадочных грунтов по влажности и возможности их замачивания при назначении расчетных давлений на просадочные грунты необходимо рассматривать два наиболее характерных случая.

1-й случай, когда замачивание просадочных грунтов в основании фундаментов исключается и повышение влажности возможно лишь при его низком естественном значении за счет нарушения природных условий при застройке территории, до установившейся влажности. Поэтому для 1-го случая за расчетное состояние при низкой влажности следует принимать установившуюся влажность, а при высокой — природную. Расчетные давления на просадочные лессовые грунты для этого случая рекомендуется определять по СНиП II-15-74 [74] с использованием прочностных характеристик при указанной выше влажности.

Во 2-м случае, когда возможно замачивание просадочных грунтов от различных источников, расчетным состоянием будет являться полное водонасыщение грунта.

В соответствии с рассмотренными выше фазами деформации водонасыщенного просадочного грунта под нагрузкой можно выделить два состояния, которые должны быть приняты за исходные для определения расчетного давления на просадочные грунты (см. рис. 43):

I — точка R_1, представляет собой расчетное давление на просадочный лессовый грунт из условия исключения его просадки, которое при этом состоянии принимается равным величине начального просадочного давления;

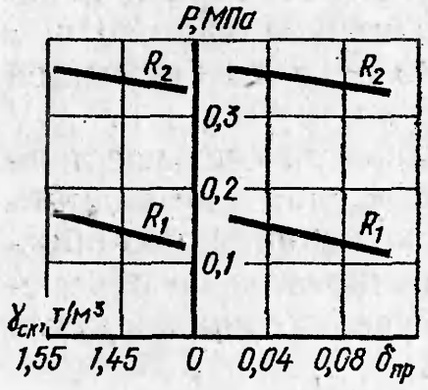


Рис. 44. Зависимость расчетных давлений R_1 и R_2 от объемной массы скелета и относительной просадочности грунта.

II — точка R_2, представляет собой расчетное давление, при котором допускается просадка грунта на полную его потенциальную величину, но обеспечивается прочность уплотненного в результате просадки грунта.

Расчетные давления R_1 и R_2, определяемые соответственно по I и II состояниям, зависят, в основном, от объемной массы скелета и относительной просадочности грунта (рис. 44). С увеличением объемной массы скелета грунта в естественном сложении они возрастают, а при увеличении относительной просадочности уменьшаются.

Анализ полученных результатов (см. рис. 44) указывает также на весьма существенную разницу между величинами расчетных давлений R_1 и R_2, получаемых по I и II состояниям. Вызывается это тем, что после проявления просадки формируется новая структура грунта со значительно более высокой плотностью и, следовательно, прочностью.

При назначении расчетных давлений на просадочные грунты учитывают применяемые методы обеспечения прочности зданий и сооружений. В случаях устранения просадки грунтов в пределах деформируемой зоны от фундаментов путем снижения давления на грунт (уширение фундаментов) расчетное давление определяется по первому состоянию R_1 и принимается равным величине начального давления. Возможно также определение расчетных давлений R_1 по прочностным характеристикам c и φ, полученным по методике быстрого сдвига в водонасыщенном состоянии в условиях незавершенной консолидации, т. е. в фазе просадки грунта.

При обеспечении прочности, устойчивости и нормальной эксплуатации зданий и сооружений путем применения комплекса водозащитных и конструктивных мероприятий, а также при проектировании зданий по деформациям расчетные давления

определяют по II состоянию. Для этого состояния при определении расчетного давления используют прочностные характеристики просадочных грунтов, полученные в водонасыщенном состоянии в условиях завершенной консолидации.

Величины расчетных давлений для II состояния оказываются равными 0,3—0,5 МПа. Это свидетельствует о том, что уплотнение лессового грунта в результате просадки приводит не только к повышению его плотности, но и к формированию новой, устойчивой структуры, способной воспринимать значительную нагрузку. Из опыта строительства известно много примеров возведения зданий и сооружений на лессовых просадочных грунтах естественной структуры с давлением на грунт 0,24—0,4 МПа, в которых имело место замачивание и просадка грунта без потери устойчивости основания.

При постепенном возрастании нагрузки от фундамента на уплотненные и закрепленные просадочные грунты при их естественной влажности и в водонасыщенном состоянии деформация их так же, как и обычных грунтов сопровождается последовательным наступлением фаз нормального уплотнения, сдвига и прогрессирующего течения. В связи с этим принципы подхода к назначению расчетных давлений на уплотненные и закрепленные грунты будут аналогичными применяемым к обычным грунтам в соответствии с их прочностными характеристиками. Так как уплотнение и закрепление грунтов обычно производится с целью устранения их просадочных свойств и, следовательно, в тех случаях, когда возможно замачивание грунтов, расчетные давления на уплотненные и закрепленные грунты, как правило, определяются с использованием прочностных характеристик, полученных в водонасыщенном состоянии.

Полное или частичное устранение просадочных свойств лессовых грунтов в пределах деформируемой зоны приводит к тому, что полученное основание становится неоднородным, особенно в водонасыщенном состоянии, и чаще всего может рассматриваться как двухслойное, состоящее из уплотненного или закрепленного слоя и подстилающего его просадочного грунта природного сложения. В связи с этим обязательным условием расчета такого основания является проверка подстилающего слоя, которая включает выполнение неравенства

$$p_{б.п} + \alpha (p - p_б) \leqslant R, \qquad (87)$$

где $p_{б.п}$ — природное давление на кровле подстилающего грунта, залегающего ниже уплотненного или закрепленного слоя; α — коэффициент уменьшения дополнительного давления от фундамента на кровле неуплотненного слоя; p — давление по подошве фундамента от его нагрузки; $p_б$ — природное давление на отметке заложения фундамента; R — расчетное давление на уплотненный или закрепленный грунт для условного фундамента.

Принимая расчетное давление подстилающего слоя равным начальному просадочному давлению $R = P_{пр}$, расчетное давление по подошве фундамента по условию обеспечения несущей способности подстилающего слоя будет равно

$$R_п = \frac{p_{пр} - p_{б.п} - \alpha p_б}{\alpha}. \qquad (88)$$

Для назначения предварительных размеров фундаментов зданий и сооружений на просадочных грунтах допускается использовать величины условных расчетных давлений R_0, приведенных в СНиП II-15-74 (табл. 1).

Таблица 1

Грунты	R_0, МПа			
	Грунты природного сложения с объемной массой скелета γ_0, тс/м³		Грунты уплотненные с объемной массой скелета $\gamma_{ск}$, тс/м³	
	1,35	1,55	1,60	1,70
Супесь	0,3 / 0,15	0,35 / 0,18	0,2	0,25
Суглинок	0,35 / 0,18	0,4 / 0,2	0,25	0,3
Глина	0,4 / 0,2	0,45 / 0,22	0,3	0,35

Примечания: В числителе приведены значения R_0, относящиеся к просадочным грунтам природного сложения со степенью влажности $G \leqslant 0{,}5$ и при невозможности их замачивания; в знаменателе — значения R_0, относящиеся к таким же грунтам со степенью влажности $G \geqslant 0{,}8$, а также к грунтам с меньшей степенью влажности при возможности их замачивания.

2. Для просадочных грунтов с промежуточными значениями $\gamma_{ск}$ и G значения R_0 определяются интерполяцией.

Значениями условных расчетных давлений R_0 допускается пользоваться также для назначения окончательных размеров фундаментов при проектировании перечисленных ниже зданий, если в них отсутствует мокрый технологический процесс:

производственные, складские, сельскохозяйственные и т. п. одноэтажные здания с несущими конструкциями, малочувствительными к неравномерным осадкам, с нагрузкой на столбчатые фундаменты порядка до 400 кН или ленточные до 80 кН/м;

жилые и общественные бескаркасные здания высотой не более трех этажей с нагрузкой на ленточные фундаменты до 100 кН/м.

В этих случаях величины расчетных давлений на просадочные грунты оснований R определяются с учетом их корректировки на глубину заложения и ширину фундаментов.

ПРИНЦИПЫ СТРОИТЕЛЬСТВА НА ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ

Обеспечение прочности и нормальной эксплуатации зданий и сооружений на просадочных грунтах достигается применением соответствующих принципов и методов строительства, которые основываются на учете природы, механизма просадочности, закономерности развития просадочных деформаций [68, 74].

При проектировании оснований, фундаментов и зданий на просадочных грунтах прежде всего учитывают возможность их замачивания и возникновения просадочных деформаций. Поэтому в тех случаях, когда исключается замачивание просадочных грунтов сверху или вследствие подъема уровня грунтовых вод и возможно лишь медленное повышение влажности до установившейся за счет застройки территории, основания и фундаменты проектируют как на обычных непросадочных грунтах. Подобные условия обычно имеют место при строительстве зданий и сооружений, необорудованных водопроводом и канализацией, у которых внешние сети и возможные источники замачивания расположены на расстояниях, больших полуторной величины просадочной толщи.

При возможности и неизбежности замачивания просадочных грунтов в основании прочность и нормальная эксплуатация зданий и сооружений достигаются применением одного из следующих принципов:

а) устранения просадочных свойств грунтов;

б) прорезки просадочных грунтов глубокими фундаментами;

в) комплекса мероприятий, включающего подготовку основания, водозащитные и конструктивные мероприятия.

Устранение просадочных свойств грунтов достигается применением различных методов уплотнения и закрепления и направлено на изменение природной структуры, повышение плотности, прочности, исключение просадочности грунтов и превращение их в обычные непросадочные грунты с более высокими значениями прочностных и деформационных характеристик. Основными методами уплотнения просадочных грунтов с I типом грунтовых условий по просадочности являются: поверхностное уплотнение тяжелыми трамбовками, вытрамбовывание котлованов, устройство грунтовых подушек, а на площадках со II типом: предварительное замачивание, в том числе с глубинными взрывами, глубинное уплотнение пробивкой скважин (грунтовыми сваями) и др. Закрепляют просадочные грунты однорастворной силикатизацией и обжигом.

Прорезка просадочных грунтов глубокими фундаментами предусматривает передачу нагрузки от фундаментов на подстилающие грунты и тем самым полное или частичное исключение влияния просадочности грунтов на осадки фундаментов. Она выполняется свайными фундаментами из забивных или набивных свай различных конструкций, столбами из закрепленного грунта.

Комплекс мероприятий направлен на частичное снижение величин просадок грунтов и приспособление конструкций зданий и сооружений к возможным просадкам грунтов в основании. При этом подготовка оснований выполняется путем уплотнения грунтов различными методами с целью полной или частичной ликвидации просадок грунтов в пределах деформируемой зоны от нагрузки фундаментов и создания в основании маловодопроницаемого экрана из уплотненного грунта, препятствующего замачиванию нижележащих просадочных грунтов и промачиванию всей просадочной толщи. Водозащитные мероприятия направлены на снижение возможности замачивания грунтов, промачивания всей просадочной толщи и тем самым снижение максимальных просадок до минимально возможных величин. Конструктивные мероприятия выполняются с целью приспособления зданий и сооруженний к возможным просадкам грунтов и принимаются по расчету конструкций на неравномерные просадки в основаниях.

При выборе принципов и методов их осуществления по обеспечению прочности и нормальной эксплуатации зданий и сооружений на просадочных грунтах учитывают тип грунтовых условий по просадочности, вероятность замачивания основания на всю величину просадочной толщи или ее части, возможную величину просадки, взаимосвязь проектируемых зданий и сооружений с соседними объектами и коммуникациями и т. п. на основе технико-экономического обоснования.

На просадочных грунтах с I типом грунтовых условий по просадочности вполне возможно применять частичное устранение просадочных свойств грунтов, а также неполную прорезку просадочных грунтов глубокими фундаментами, но с обязательным обеспечением того, чтобы суммарные величины осадок и просадок не превышали предельно допустимых для зданий и сооружений величин как по их абсолютному значению, так и степени неравномерности. В отличие от этого на просадочных грунтах со II типом грунтовых условий в связи с необходимостью учета сил нагружающего трения должно применяться только полное устранение просадочных свойств грунтов и их полная прорезка.

Устранение просадочных свойств грунтов обычно целесообразно применять для зданий и сооружений, осадки фундаментов которых на уплотненных и закрепленных грунтах не превышают допустимых для них величин, а прорезку просадочных грунтов — в грунтовых условиях, характеризующихся наличием ниже просадочной толщи слоев грунта с повышенной плотностью и несущей способностью. Комплекс мероприятий применяется, как правило, при проектировании и привязке малочувствительных к неравномерным деформациям оснований зданий и сооружений с несущими продольными и поперечными стенами.

ВОДОЗАЩИТНЫЕ МЕРОПРИЯТИЯ

Водозащитные мероприятия при строительстве зданий на просадочных грунтах применяются, как правило, на площадках со II типом грунтовых условий по просадочности для снижения вероятности замачивания грунтов в основании, исключения интенсивного замачивания на всю величину просадочной толщи и полного проявления возможной величины просадки грунта, контроля за состоянием сетей, несущих воду, возможности их осмотра и быстрого ремонта, обеспечения своевременного предотвращения источников замачивания грунтов в основании и т. п.

В комплекс водозащитных мероприятий входят: компоновка генплана; планировка застраиваемой территории; устройство под зданиями и сооружениями маловодопроницаемых экранов; качественная засыпка пазух котлованов и траншей; устройство вокруг зданий отметок; прокладка внешних и внутренних коммуникаций, несущих воду, с исключением возможности утечки из них воды, обеспечением свободного их осмотра и ремонта; отвод аварийных вод за пределы зданий и в ливнесточную сеть и др.

Компоновку генеральных планов выполняют с максимальным сохранением естественных условий стока поверхностных вод. Пересечения линий стока поверхностных вод по всей их длине под зданиями и сооружениями не допускаются. Здания и сооружения с мокрым технологическим процессом должны располагаться, как правило, в пониженных частях рельефа застраиваемой площадки, на участках с высоким расположением уровня грунтовых вод, наличием дренирующего слоя, подстилающего просадочную толщу грунтов.

При планировке застраиваемой площадки или участка строительства следует использовать пути естественного стока атмосферных вод. При этом применение песчаных грунтов, строительного мусора и других дренирующих материалов для планировочных насыпей на площадках со II типом грунтовых условий не допускается.

В основаниях зданий и сооружений, возводимых на просадочных грунтах, относящихся ко II типу грунтовых условий по просадочности, с применением комплекса мероприятий делают сплошные маловодопроницаемые экраны из уплотненного лессового грунта с уширением их в каждую сторону от наружных граней фундаментов на соответствующую величину.

Прорезка маловодопроницаемого экрана под зданиями траншеями для коммуникаций на глубину более $^1/_3$ его толщины не допускается. При этом толщина экрана ниже дна траншеи должна быть не менее 1,5 м для зданий и сооружений с мокрым технологическим процессом, а также зданий повышенной этажности и 1 м для остальных зданий и сооружений.

Обратные засыпки котлованов у фундаментов и траншей под коммуникациями должны устраиваться из местных лессовидных суглинков, глин, а при отсутствии их — из супесей. Грунт в обратные засыпки отсыпается отдельными слоями с влажностью, близкой к оптимальной и уплотняется до требуемой степени плотности.

Вводы водопровода и теплосетей в здание, а также выпуски канализации и водостоков следует прокладывать в каналах со съемными плитами перекрытия. Каналы целесообразно делать из одного железобетонного лотка и укладывать с уклоном не менее 0,02 в сторону от здания. Примыкание каналов к фундаментам здания должно быть герметичным и выполняться с учетом неравномерной просадки канала и фундамента.

Для контроля за утечкой воды из трубопроводов внутренних сетей, а также трубопроводов, проложенных в каналах вводов и выпусков, и для обнаружения аварийных вод следует в конце каналов предусматривать устройство контрольных колодцев.

Полы в зданиях и сооружениях, запроектированных с применением комплекса мероприятий, устраивают водонепроницаемыми. Для возможности стока аварийных вод полы выполняют с уклонами 0,005—0,01 к приямкам. В местах сопряжения полов со стенами делают плинтусы на высоту 0,1—0,2 м.

Вокруг каждого здания следует делать водонепроницаемые отмостки, которые должны иметь подготовку из местного уплотненного грунта и устраиваться с уклоном в поперечном направлении не менее 0,03.

КОНСТРУКТИВНЫЕ МЕРОПРИЯТИЯ

Конструктивные мероприятия применяют обычно только при строительстве зданий и сооружений на просадочных грунтах со II типом грунтовых условий по просадочности, возводимых с использованием комплекса мероприятий, и назначают, как правило, по расчету конструкций зданий и сооружений на неравномерные просадки грунтов оснований. Мероприятия объединяют в три основные группы, направленные на:

а) повышение прочности и общей пространственной жесткости зданий и сооружений;

б) увеличение податливости зданий и сооружений за счет применения гибких или податливых конструкций;

в) обеспечение нормальной эксплуатации зданий и сооружений при возможных неравномерных просадках грунтов оснований.

Выбор одной из групп мероприятий или их сочетания зависит от конструктивных особенностей зданий и сооружений, а также от их технологического назначения и условий эксплуатации.

Мероприятия первой группы применяются обычно для относительно жестких зданий и сооружений. Мероприятия второй

группы, связанные с увеличением податливости зданий и сооружений, применяются, как правило, для податливых и гибких зданий. Мероприятия третьей группы обычно применяются в сочетании с мероприятиями первой или второй группы для зданий и сооружений, оборудованных специальными технологическими устройствами, и направлены на обеспечение нормальной эксплуатации этих устройств при возможных неравномерных просадках грунтов в основаниях и, в случаях необходимости, на восстановление их нормального эксплуатационного положения.

Мероприятия по повышению прочности и общей пространственной жесткости зданий и сооружений включают: разрезку зданий и сооружений осадочными швами на отдельные отсеки; устройство железобетонных поясов или армированных швов; повышение вида и степени армирования отдельных железобетонных элементов; усиление прочности стыков между отдельными элементами конструкций; устройство жестких горизонтальных диафрагм из сборных железобетонных элементов; усиление фундаментно-подвальной части зданий и сооружений путем применения монолитных или сборно-монолитных фундаментов.

Здания и сооружения в плане целесообразно проектировать простой конфигурации, при которой обеспечивается возможность их разрезки осадочными швами на отдельные достаточно жесткие и прочные отсеки прямоугольной формы в плане. Осадочные швы, как правило, должны располагаться в местах резкого изменения высоты и нагрузок на фундаменты; изменения толщины слоя просадочных грунтов и конструкции фундаментов; у поперечных стен и т. п. Расстояние между осадочными швами назначается по расчету конструкций на изгиб и ориентировочно принимается для жилых, гражданских и промышленных многоэтажных зданий равным 20—40 м, а для промышленных одноэтажных зданий — 40—80 м.

Железобетонные пояса и армированные швы устраивают с целью повышения прочности стен и увеличения общей жесткости зданий. В крупнопанельных зданиях поэтажные пояса выполняют путем выпуска и стыкования на сварке верхней арматуры панелей, расположенной в надпроемных перемычках. В крупноблочных зданиях поэтажными поясами служат поясные и перемычные блоки, соответствующим образом армируемые и соединяемые между собой путем сварки арматуры с последующим замоноличиванием стыков. В кирпичных зданиях поэтажные пояса совмещаются с надоконными и наддверными перемычками или устраиваются армированные швы над перемычками.

Мероприятия по увеличению податливости зданий и сооружений за счет применения гибких и разрезных конструкций включают: обеспечение гибкой связи между отдельными элементами конструкций; повышение площади опирания отдельных конструкций элементов; увеличение устойчивости элементов конструкций при повышенных деформациях оснований; повышение

влаго- и водонепроницаемости стыков между отдельными взаимноперемещающимися элементами конструкций.

Обеспечение нормальной эксплуатации зданий и сооружений при возможных просадках и горизонтальных перемещениях грунтов в основаниях достигается:

применением таких конструктивных решений отдельных узлов и деталей, которые позволяют в короткие сроки восстановить после неравномерных просадок нормальную эксплуатацию кранов, лифтов и т. д.

увеличением габаритов между отдельными конструкциями (например, между мостовыми кранами и элементами покрытия, размеров лифтовых шахт и т. п.), обеспечивающими восстановление нормальной эксплуатации оборудования.

ЗАКРЕПЛЕНИЕ ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТОВ

Закрепление просадочных грунтов обычно применяют с целью устранения просадочных свойств грунтов либо создания закрепленных столбов и массивов для передачи нагрузки от фундаментов на подстилающие непросадочные грунты [10, 73]. В связи с этим закрепленный массив грунта в первом случае рассматривается как основание, а во втором как фундамент или глубокая опора.

Цели и назначения закрепления просадочных грунтов определяются особенностями грунтовых условий, конструкций зданий и сооружений, нагрузками на фундаменты и др. факторами. На просадочных грунтах с I типом грунтовых условий и особенно при отсутствии подстилающего слоя повышенной несущей способности, а также для зданий со сравнительно небольшими нагрузками на фундаменты закрепление грунтов целесообразно осуществлять для устранения просадочных свойств грунтов. В этом случае прочность закрепленного грунта назначают исходя из условия устранения просадочности и обеспечения требуемых прочностных и деформационных характеристик, необходимых для восприятия нагрузки от фундаментов; закрепление силикатизацией выполняется растворами пониженной концентрации, а размеры в плане и по глубине закрепленных массивов назначаются на основе тех же исходных положений, которые принимаются при проектировании грунтовых подушек и уплотнении тяжелыми трамбовками (см. главу IX).

На просадочных грунтах со II типом грунтовых условий и особенно для жилых зданий и сооружений обычно целесообразно создавать из закрепленного грунта отдельные опоры и массивы, передающие нагрузку от зданий на подстилающие слои непросадочного грунта достаточной несущей способности. При этом прочность закрепленных грунтов должна назначаться исходя из передачи нагрузок от фундаментов зданий или сооружений, собственного веса закрепленного грунта и сил нагружающего тре-

ния, возникающих при просадках грунтов от их собственного веса. Так как суммарные величины действующих на закрепленные опоры и массивы нагрузок с глубиной возрастают, прочность закрепленного грунта с глубиной должна возрастать до 1,5—3 МПа, что достигается повышением концентрации силикатного раствора, интенсификацией процесса применения углекислого газа и т. п. Кроме этого, в случаях залегания ниже просадочного грунта водонасыщенных лессовых грунтов с низкой несущей способностью часто необходимо в нижней части создать уширения из закрепленного грунта или предусматривать закрепление водонасыщенных грунтов с опиранием закрепленных столбов и массивов на слои грунта с более высокой несущей способностью.

Область рационального применения закрепления по грунтовым условиям определяется степенью влажности грунтов не более 0,5—0,7, коэффициентом фильтрации для силикатизации не менее 0,1—0,2 м/сутки, наличием подстилающего слоя достаточной несущей способности. С учетом конструктивных особенностей зданий и сооружений закрепление целесообразно применять при больших нагрузках на фундаменты, частом их расположении, т. е. для жилых и общественных зданий повышенной этажности, многоэтажных промышленных зданий и т. п.

СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ В ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ

Особенности применения свайных фундаментов в просадочных грунтах связаны с учетом механизма деформирования, закономерностей развития просадочных деформаций, взаимодействия свай с окружающим просадочным грунтом при просадке его от собственного веса.

Свайные фундаменты в просадочных грунтах применяются, как правило, при возможном их замачивании и, следовательно, расчетным состоянием оснований по влажности при проектировании свайных фундаментов является полное водонасыщение грунта. Вследствие снижения прочностных характеристик и повышения сжимаемости просадочных грунтов при их замачивании несущая способность свай в значительной мере зависит от влажности грунтов и при повышении ее существенно снижается, что должно учитываться при определении несущей способности свай.

Несущую способность свай в просадочных грунтах определяют, как правило, путем статических испытаний их вертикальной вдавливающей и, при необходимости, горизонтальной нагрузкой в условиях полного водонасыщения грунтов. Возможно также определение несущей способности свай по результатам статического зондирования с определением сопротивления грунтов конусу зонда и по боковой поверхности при полном их водонасыщении.

Следует отметить, что часто применяемые в обычных грунтовых условиях динамические испытания свай могут быть исполь-

зованы для определения их несущей способности в просадочных грунтах только после полного их водонасыщения.

При определении несущей способности свай расчетным путем, как отмечалось ранее, в просадочных грунтах I типа учитывается расчетное сопротивление по боковой поверхности свай, а в грунтах II типа оно в виде сил нагружающего трения входит в дополнительную нагрузку на сваю. Кроме этого, на просадочных грунтах со II типом грунтовых условий в качестве дополнительных воздействий на сваи должны учитываться горизонтальные давления, возникающие при горизонтальных перемещениях грунтов при просадке их от собственного веса.

В просадочных грунтах наиболее целесообразно применять забивные и особенно конические и пирамидальные сваи, а также набивные сваи в пробитых скважинах или полученных путем уплотнения грунта взрывами удлиненных зарядов, набивные и др. сваи с уширениями, создаваемыми путем втрамбовывания в дно скважины жесткого бетона. При устройстве или погружении этих видов свай вокруг них и в основании образуется уплотненный слой непросадочного грунта, в результате чего повышается несущая способность свай. В просадочных грунтах II типа наличие уплотненного слоя способствует снижению сил нагружающего трения на сваи.

Для обеспечения необходимой и достаточно высокой несущей способности сваи должны полностью прорезать просадочные грунты и опираться в подстилающие слои повышенной плотности и несущей способности. С этой целью в просадочных грунтах со II типом грунтовых условий при отсутствии близко расположенных подстилающих грунтов повышенной несущей способности нижние концы свай, особенно буронабивных, необходимо опирать на глинистые грунты с объемной массой скелета не менее 1,62—1,65 т/м^3.

Неполная прорезка просадочных грунтов сваями, как отмечалось ранее, допускается лишь на площадках с I типом грунтовых условий по просадочности в случаях, если суммарные величины осадок и просадок фундаментов как по абсолютной величине, так и по степени их неравномерности не превышают предельно допустимых для зданий и сооружений величин. Это условие обычно обеспечивается для сравнительно легких зданий с небольшими нагрузками на фундаменты и в малопросадочных грунтах с величиной начального просадочного давления более 0,15—0,2 МПа.

В связи с тем что просадочные грунты обычно имеют низкую влажность и высокую прочность, погружение забивных свай в них сопряжено со значительными трудностями и должно выполняться через лидерные скважины. В то же время высокая прочность и связность просадочного грунта создают благоприятные условия для устройства буронабивных свай, так как проходка скважин и бетонирование свай могут выполняться «насухо» и

без обсадных труб, т. е. по наиболее простой технологии производства работ.

Свайные фундаменты в просадочных грунтах наиболее целесообразно применять для тяжелых зданий и сооружений с большими нагрузками на фундаменты, а также для сравнительно легких каркасных зданий, когда представляется возможность выполнить под колонну одну сваю. В последнем случае весьма эффективно устройство ростверков в вытрамбованных котлованах, что одновременно приводит к значительному повышению несущей способности сваи на горизонтальные и вертикальные нагрузки. По грунтовым условиям свайные фундаменты оказываются наиболее целесообразными при залегании ниже просадочных грунтов подстилающих слоев с высокой несущей способностью (гравия, плотного крупного среднего песка, плотного сцементированного глинистого грунта и т. п.).

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ

При проектировании на просадочных грунтах в сейсмических районах на конструкции зданий и сооружений, в том числе на основания и фундаменты, наряду с постоянными, длительными и кратковременными нагрузками передаются особые нагрузки, вызванные неравномерными деформациями оснований вследствие просадок грунтов при их замачивании и сейсмическими воздействиями, т. е. по сути дела имеет место особое сочетание нагрузок, состоящее из постоянных, длительных и кратковременных нагрузок и двух особых нагрузок.

В СНиП II-6-74 «Нормы проектирования. Нагрузки и воздействия» содержится требование о том, что в особое сочетание нагрузок может включаться только одна из особых нагрузок. Но так как в данном случае ни одно из возможных особых воздействий, а именно, просадка грунтов в основании и сейсмика не может быть исключено из рассмотрения, в особое сочетание приходится одновременно включать особые нагрузки от сейсмических воздействий и просадок грунтов в основании. Подобный подход принят в СНиП II-А.12-69 «Нормы проектирования. Строительство в сейсмических районах» применительно к строительству в сейсмических районах на вечномерзлых грунтах с возможностью их оттаивания в процессе эксплуатации зданий и сооружений.

Одновременный учет двух особых воздействий приводит к весьма существенному повышению нагрузок на здания и сооружения, к чрезмерному усложнению их конструкций, снижению возможностей архитектурно-планировочных решений. Поэтому при одновременном учете просадки грунтов в основаниях и сейсмических воздействий необходимо стремиться к тому, чтобы снизить влияние на конструкции зданий и сооружений каждого

или одного из этих особых воздействий. Набор средств по учету сейсмических воздействий весьма ограничен и сводится, в основном, к применению различных конструктивных мероприятий. Поэтому при проектировании на просадочных грунтах в сейсмических условиях необходимо прежде всего рассматривать применение принципов обеспечения прочности и нормальной эксплуатации зданий и сооружений путем устранения просадочных свойств грунтов и прорезки их глубокими фундаментами. При применении этих принципов особые нагрузки от просадок грунтов в основании практически отсутствуют и учитывается лишь снижение модулей деформации уплотненных, закрепленных грунтов при их возможном замачивании, а на площадках со II типом грунтовых условий дополнительные нагрузки на уплотненные, закрепленные массивы и сваи от сил нагружающего трения. В этом случае в особое сочетание нагрузок для конструкций зданий и сооружений будет входить по существу одна особая нагрузка от сейсмических воздействий.

При применении для обеспечения прочности и эксплуатационной пригодности комплекса мероприятий конструкции зданий и сооружений должны рассчитываться на нагрузки от возможных просадок грунтов в основании и сейсмических воздействий. Учитывая независимость возникновения этих воздействий, расчеты выполняют раздельно с определением максимальных значений в отдельных элементах конструкций изгибающих моментов, перерезывающих сил, растягивающих и сжимающих усилий. Так как вероятность одновременного возникновения наиболее неблагоприятных условий по просадке грунтов в основании и сейсмике ничтожно мала, то вполне возможно рассматриваемые особые воздействия в данном случае учитывать раздельно. Это означает, что полученные расчетом дополнительные усилия от просадки грунтов и сейсмики не складываются, а принимаются максимальными по каждому из этих воздействий и с учетом возможных максимальных значений изгибающих моментов перерезывающих сил, сжимающих и растягивающих нагрузок проектируются соответствующие элементы конструкций зданий и сооружений. Аналогичным образом необходимые конструктивные мероприятия на просадку грунтов в основании и сейсмические воздействия не суммируются, а дополняются по соответствующим требованиям на каждое из этих воздействий.

Опыт проектирования и строительства жилых крупнопанельных зданий высотой 4—9 этажей с применением комплекса мероприятий в районах с 8—9-балльной сейсмичностью показывает, что использование этого принципа при возможных просадках грунтов от собственного веса до 20—40 см практически не приводит к усложнению конструкций зданий и повышению расхода металла, так как в основном на просадку грунтов используют имеющиеся запасы прочности отдельных элементов сейсмических зданий. При просадках грунтов от собственного веса более 20—

40 см максимальные дополнительные усилия наблюдаются вследствие просадок грунтов, что приводит к дополнительному армированию конструкций и повышенному расходу металла. Поэтому область рационального применения комплекса мероприятий в сейсмических районах ограничивается возможными просадками грунтов от собственного веса до 20—40 см и достаточно прочными и жесткими конструкциями зданий.

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

Подавляющее большинство производственных сельскохозяйственных зданий относятся к III и IV классам по капитальности, являются сравнительно легкими с нагрузками на фундаменты от колонн до 200—400 кН и от стен до 50—80 кН/м, не имеют мокрого технологического процесса. Высота их обычно в 2—4 раза, а иногда и в 6—8 раз меньше величины просадочной толщи. Поэтому изложенные выше принципы обеспечения прочности и нормальной эксплуатации применительно к жилым, гражданским, промышленным зданиям и сооружениям не могут быть механически перенесены на производственные сельскохозяйственные здания, особенно при строительстве их на просадочных грунтах со II типом грунтовых условий по просадочности.

Учитывая особенности производственных сельскохозяйственных зданий, при проектировании и строительстве их на просадочных грунтах с I типом грунтовых условий обычно имеется возможность без существенного повышения стоимости, трудоемкости, расхода материалов полностью обеспечить прочность и нормальную эксплуатацию даже в случаях полного водонасыщения просадочных грунтов в основаниях. Это достигается за счет применения принципов частичного устранения просадочных свойств грунтов и частичной их прорезки свайными фундаментами.

Наиболее рациональные виды оснований и конструкций фундаментов производственных сельскохозяйственных зданий на просадочных грунтах с I типом грунтовых условий по просадочности следующие: снижение давления на грунт до величины начального просадочного давления; поверхностное уплотнение грунтов тяжелыми трамбовками; трамбующими машинами типа Д-471; фундаменты в вытрамбованных котлованах; забивные и особенно пирамидальные сваи; забивные блоки; сваи-колонны.

Снижение давления на грунт по подошве обычных столбчатых и ленточных фундаментов до величины начального просадочного давления целесообразно применять при значении его более 0,08—0,1 МПа, а также при глубине промерзания грунтов меньшей или близкой к конструктивной глубине заложения фундаментов.

Уплотнение просадочных грунтов трамбующими машинами типа Д-471 обеспечивает ликвидацию просадочных свойств грунтов на глубину 0,6—1,2 м, повышение расчетных давлений на грунт в 1,5—2 раза, снижение пучинистости грунта и превращение его, как правило, в непучинистый. Его рекомендуется применять при наличии соответствующего грунтоуплотняющего оборудования и низкой величине начального просадочного давления.

Фундаменты в вытрамбованных котлованах и с уширенным основанием обычно наиболее экономичны по всем показателям и обеспечивают возможность возведения всех видов производственных сельскохозяйственных зданий в любых грунтовых условиях с I типом по просадочности.

Из свайных фундаментов наиболее целесообразны, так же как и в обычных грунтовых условиях, сваи-колонны. Однако область их применения ограничивается каркасными зданиями с нагрузками на фундаменты до 150—250 кН.

Забивные призматические и пирамидальные сваи наиболее рационально применять длиной 4—6 м при достаточной их несущей способности в случаях устройства одной сваи под колонну, однорядном расположении свай под несущие стены, большей глубине промерзания грунтов и т. п.

Забивные блоки имеют достаточно большую площадь по торцу и поэтому их следует применять в просадочных грунтах с низким значением начального просадочного давления, высокой сжимаемостью, повышенной влажностью, при которой обеспечивается их погружение на заданную глубину без разрушения блоков.

Короткие буронабивные сваи-фундаменты выполняются на глубину до 2—4 м при величине начального просадочного давления более 0,1—0,15 МПа.

На просадочных грунтах со II типом грунтовых условий устранение просадочных свойств грунтов, прорезка их на всю глубину, а также полный комплекс мероприятий для производственных сельскохозяйственных зданий, как правило, не могут быть осуществлены из-за отсутствия технической, производственной возможности и по технико-экономическим показателям. Стоимость и трудоемкость устройства оснований и фундаментов с применением первых двух принципов часто оказываются больше соответствующих затрат на строительство самих зданий. Исключение составляют лишь возможные иногда случаи применения метода уплотнения просадочных грунтов предварительным замачиванием. Трудности с применением полного комплекса мероприятий вызываются низкой пространственной прочностью и жесткостью конструкций зданий и неспособностью восприятия ими расчетных усилий, возникающих при просадках грунтов в основаниях. Поэтому проектирование и строительство производственных сельскохозяйственных зданий на просадочных грунтах со II типом грунтовых условий допускается осуществлять на основе возможности допущения деформаций зданий при просадках

грунтов от собственного веса, но с обеспечением устойчивости конструкций от обрушения и эксплуатационной пригодности зданий после проведения соответствующего ремонта. С учетом этого устойчивость и эксплуатационная пригодность зданий на просадочных грунтах со II типом достигаются применением методов устранения просадок грунтов от нагрузки фундаментов в пределах деформируемой зоны, водозащитных и частично конструктивных мероприятий, назначаемых без расчета их на прочность.

Устранение просадок грунтов от нагрузки фундаментов также, как и при I типе грунтовых условий обеспечивается: снижением давления на грунт до величины начального просадочного давления; поверхностным уплотнением грунтов; устройством фундаментов в вытрамбованных котлованах; применением забивных свай и блоков.

Водозащитные мероприятия, как правило, должны применяться в полном комплексе, необходимом для II типа грунтовых условий. Одним из основных водозащитных мероприятий является устройство сплошного маловодопроницаемого экрана под всем зданием. При возможных просадках грунтов от собственного веса от 10—15 до 40 см толщина экрана должна быть не менее 0,4—0,6 м, а при большей величине просадки не менее 1,2—1,5 м. Уплотнение просадочных грунтов на глубину 0,4—0,6 м с целью создания сплошного маловодопроницаемого экрана выполняется одно- или двухслойной укаткой катками на пневмоколесном ходу, груженым автотранспортом. Для уплотнения на глубину не менее 1,2—1,5 м необходимы трамбующие машины и тяжелые трамбовки.

Глава VIII. РАСЧЕТ ЗДАНИЙ НА ПРОСАДКИ ГРУНТОВ

ИСПЫТАНИЕ КОНСТРУКЦИЙ ПЯТИ- И ДЕВЯТИЭТАЖНЫХ КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ

Неравномерные просадки грунтов приводят к взаимодействию и совместной работе грунтов основания с фундаментами и в целом со зданием. В связи со сложностью этого взаимодействия работа конструкций зданий при неравномерных деформациях, а также достоверность применяемых методов расчета зданий на просадки грунтов могут быть изучены только путем испытаний конструкций зданий на неравномерные просадки при местном замачивании грунтов.

В 1961—1963 гг. в Запорожье, Днепропетровске, Кемерово и других городах были построены первые экспериментальные дома с замачиванием грунтов в основании [3, 18, 72].

Участок строительства экспериментальных домов в Запорожье сложен слоистой толщей лессовидных суглинков и лессов, которые на глубину 20—22 м обладают просадочными свойства-

ми и относятся к II типу по просадочности с расчетной просадкой от собственного веса около 100 см. Грунтовые воды залегали на глубине более 30 м.

Основной целью испытаний крупнопанельных пятиэтажных домов в Запорожье являлись проверка надежности разработанного комплекса мероприятий и изучение работы конструкций при неравномерных просадках лессовых грунтов в основании

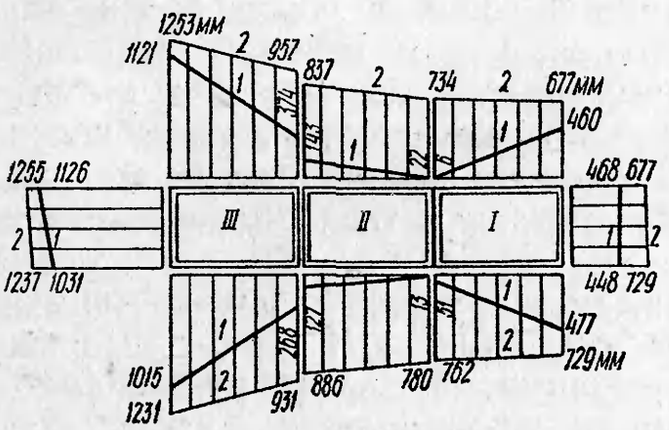


Рис. 45. Эпюры просадок фундаментов экспериментального дома № 33 в Запорожье после испытаний (*1*) и выправления дома (*2*):
I—III — секции.

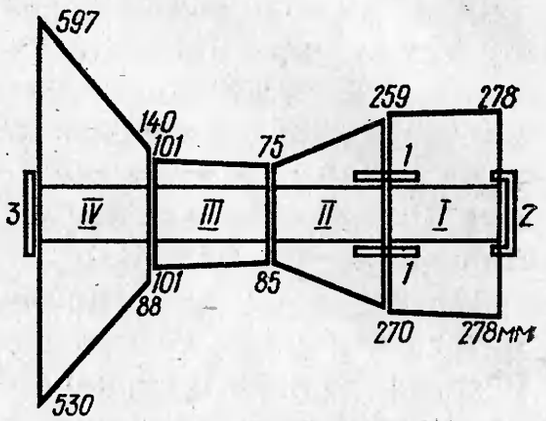


Рис. 46. Эпюра просадок фундаментов экспериментального девятиэтажного дома в Запорожье:
1—3 — траншеи с дренажными скважинами для замачивания грунтов; I—IV — секции.

(замер осадок и просадок фундаментов, возможных перемещений отдельных панелей в пространстве, а также их перекоса, раскрытия швов, напряженного состояния в конструкциях с помощью датчиков сопротивления).

Для получения максимальных усилий в конструкциях зданий лессовые грунты замачивали с торцов секций I и III (рис. 45). Для ускорения развития просадок и достижения максимальной их неравномерности замачивание выполнялось через дренирующие скважины диаметром 40 см, пробуренные на глубину 6,5—8,5 м и засыпанные шлаком. Результаты испытаний пятиэтажного крупнопанельного дома серии I-480П подтвердили полную надежность принятого комплекса мероприятий для обеспечения его прочности и устойчивости. При просадках грунта, достигавших 1121 мм, в конструкциях домов не обнаружено недопустимых деформаций. Посекционная разрезка здания на отдельные блоки с увеличением их прочности привела к тому, что отдельные секции работали как единое целое без изгиба и неравномерные просадки грунта в основании вызывали только крен в их сторону источника замачивания.

Наблюдения за просадкой глубинных марок показали, что уплотнение грунтов в основании фундаментов тяжелыми трамбовками на глубину 2 м полностью исключает просадку грунта от нагрузки фундаментов в пределах деформируемой зоны, про-

садка в данных условиях происходит только в нижних слоях грунта от его собственного веса, начиная с глубины 5,2 м.

Одновременно с этим испытания выявили значительные запасы прочности дома при работе его на изгиб и кручение (максимальные напряжения в арматуре поясов панелей не превышали 75,6 МПа) и необходимость дальнейшего совершенствования методики расчета зданий на прочность.

Так как на расстояниях 15—30 м от дома № 33 располагались жилые здания, находящиеся в эксплуатации, выправление дома после испытаний могло осуществляться только организованным замачиванием, исключающим просадки грунтов под окружающими зданиями. Секции выправлялись не под одну отметку, а с одним общим креном, допустимым для нормальной эксплуатации и равным не более 0,012 (см. рис. 45). При этом просадки отдельных фундаментов регулировали только дозированным замачиванием соответствующих массивов грунта.

Положительные результаты испытаний позволили массово применять разработанный комплекс мероприятий при строительстве пятиэтажных крупнопанельных, а позднее крупноблочных и кирпичных жилых домов на площадках со II типом грунтовых условий.

В начале 70-х годов с применением комплекса мероприятий были разработаны типовые проекты серии I-48ОП девятиэтажных крупнопанельных зданий для строительства на площадках со II типом грунтовых условий. Испытание такого дома путем искусственного замачивания основания выполнялось в Запорожье. Участок сложен просадочными лессовидными суглинками и лессами на глубину до 20 м с расчетной просадкой грунтов от собственного веса около 70 см.

Дом запроектирован по жесткой конструктивной схеме и состоит из четырех секций (отсеков). Первые две секции (рис. 46) возведены на уплотненных грунтах на глубину до 20 м грунтовыми сваями без учета сил нагружающего трения на уплотненный массив. Причем под секцией II уплотнение выполнялось по разряженной сетке с расположением скважин глубиной 20 и 9 м через одну.

Замачивали грунт в основании дома в такой последовательности: у осадочного шва между секциями I и II; с торца секции I; с торца секции IV. В результате замачивания грунтов просадка фундаментов секций I и II достигла 259—278 мм, секции IV—597. При этом деформации в виде трещин наблюдались только в торцевых поперечных стенах отсеков I и II. Как и при испытании пятиэтажных крупнопанельных домов, вследствие наличия уплотненного слоя толщиной 2 м просадки грунтов в пределах деформируемой зоны от нагрузки фундаментов отсутствовали и проявлялись только в нижних слоях от собственного веса грунта. Если просадки грунтов от собственного веса под секцией IV и за пределами дома проходили начиная с глубины 4,5—6 м, то под

секцией I на уплотненном грунте по обычной сетке — с глубины 16 м, под секцией II вследствие уплотнения по разряженной сетке — с глубины 12 м. Просадки нижней части уплотненных массивов вызваны дополнительной нагрузкой от нависшего окружающего грунта при просадке его от собственного веса. Вследствие этого происходило дополнительное сжатие подстилающих уплотненные массивы непросадочных грунтов, равное под секцией 1 — 91, секцией II — 45 мм, под секцией IV — нулю.

В процессе испытания дома просадки отдельных секций проходили как жестких элементов, без изгиба, с креном в сторону источника замачивания. При неравномерной просадке торца секции IV максимальные напряжения в арматуре панелей не превышали 30 МПа, в связях узлов — 50 МПа и только после соединения секций IV и III жесткими связями увеличились до 80 МПа.

После испытаний дом был выправлен организованным замачиванием грунтов через скважины. Секции I и II были практически в горизонтальном положении, а III и IV с одним общим уклоном 0,008. Выправление дома обеспечило его нормальную эксплуатацию, в том числе лифтов, смонтированных в жестких шахтах.

Результаты проведенных испытаний девятиэтажного крупнопанельного дома замачиванием просадочных грунтов показали высокую прочность и надежность дома при работе на изгиб и подтвердили возможность перехода с односекционной разрезки осадочными швами на двухсекционную. Была изучена работа конструкций девятиэтажных крупнопанельных домов при неравномерных просадках грунтов в основаниях, получены исходные данные по дальнейшему совершенствованию конструктивных решений и методов расчета, что обеспечило массовое строительство девятиэтажных крупнопанельных домов на просадочных грунтах со II типом грунтовых условий по просадочности на основе применения комплекса мероприятий.

ПРОСАДОЧНЫЕ ГРУНТЫ С I ТИПОМ ГРУНТОВЫХ УСЛОВИЙ

Принимается, что неравномерные деформации грунтов в основании происходят только при местном их замачивании вследствие просадки в пределах деформируемой зоны от нагрузки фундаментов и частично собственного веса грунта [34]. Возможные в этих условиях просадки грунтов от собственного веса ниже деформируемой зоны величиной до 5 см не учитываются, так как степень неравномерности их оказывается весьма незначительной по сравнению с просадкой от нагрузки фундаментов.

Степень изменчивости сжимаемости оснований на просадочных грунтах с I типом грунтовых условий оценивается коэффициентом

$$\alpha_{e1} = \frac{S_{ср} + S_{пр1}}{S_{ср}} \quad (89)$$

и средним модулем деформации основания, определяемым по значениям их при естественной влажности E_e и в водонасыщенном состоянии

$$E_{ср} = 0{,}5\,(E_e + E_в), \quad (90)$$

где $S_{ср}$ — средняя осадка здания на просадочном грунте природной влажности, вычисляемая по формуле [94]; $S_{пр1}$ — возможная величина просадки грунта в пределах деформируемой зоны от наиболее нагруженного фундамента, определяемая по формуле (28).

При расчете конструкций зданий на неравномерные просадки грунтов и возведении фундаментов на естественном основании просадки учитываются в пределах всей деформируемой зоны и полном водонасыщении грунта. В случаях частичного устранения просадочных свойств грунтов на глубину $h_у$, а также при неполной прорезке просадочных грунтов свайными фундаментами просадка учитывается только в пределах слоя, залегающего ниже уплотненного, закрепленного слоя или торца сваи.

При полном устранении просадок грунтов от нагрузки фундаментов характеристики изменчивости сжимаемости основания принимаются равными: с уплотнением грунтов до $\gamma_{ск} \geqslant 1{,}6$ тс/м^3, $\alpha_{E1} = 1{,}3$, $E_{со} = 15$ МПа; с закреплением силикатизацией и обжигом $\alpha_{E1} = 1{,}2$, $E_{ср} = 20$ МПа; с полной прорезкой просадочных грунтов свайными фундаментами $\alpha_{E1} = 1{,}2$, $E_{ср}$ принимается для подстилающего слоя грунта, на который опираются сваи.

В качестве расчетной модели основания на просадочных грунтах с I типом грунтовых условий принимается модель переменного коэффициента жесткости, механические свойства которой характеризуются средним коэффициентом C [34, 36, 39], вычисляемым по ожидаемым деформациям основания [64]:

$$C = \frac{p}{S_{ср}}, \quad (91)$$

где p — средняя расчетная равномерно распределенная нагрузка на основание от I м длины здания; $S_{ср}$ — средняя осадка здания.

Нагрузка

$$p = \frac{\Sigma p_i l_i}{2l}, \quad (92)$$

где p_i — расчетная нагрузка на 1 м длины подошвы l фундамента на основание;

$$p_i = p_\Sigma - \gamma'_{II} h_i b_i, \quad (93)$$

где p_Σ — суммарная расчетная нагрузка на 1 м основания фундамента; γ'_{II} — средняя объемная масса грунта выше подошвы

фундамента; l_i, b_i, h_i — соответственно длина, ширина и глубина заложения фундамента.

Средняя осадка здания

$$S_{ср} = \frac{\Sigma S_i F_i}{\Sigma F_i}, \qquad (94)$$

где S_i — осадка i-го фундамента; F_i — площадь подошвы i-го фундамента.

Коэффициент жесткости основания на просадочных грунтах с I типом грунтовых условий, в том числе при полном и частичном устранении просадочных свойств или их прорезки сваями

$$C_1 = m_{C1} C, \qquad (95)$$

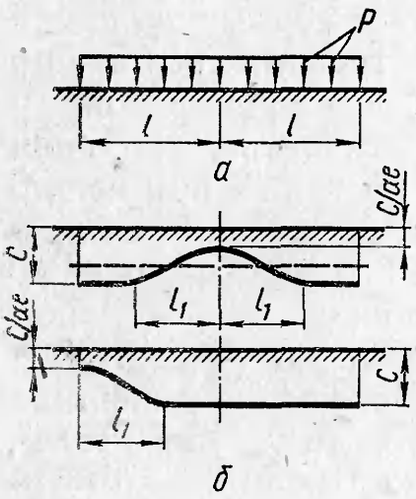


Рис. 47. Схема изменения коэффициента жесткости основания по длине здания при замачивании грунтов:
а — под серединой здания; *б* — под торцом.

где m_{C1} — коэффициент снижения жесткости основания;

$$m_{C1} = \frac{1 + \alpha_{E1}}{2\alpha_{E1}}. \qquad (96)$$

Расчетная схема изменения коэффициента жесткости основания по длине здания задается в соответствии с рис. 47 на участке местного замачивания просадочного грунта длиной $2l_1$, коэффициент жесткости основания $C_{1(x)}$

$$C_{1(x)} = \frac{C_1}{1+\beta}\left(1 - \beta \cos\frac{\pi x}{l_1}\right), \qquad (97)$$

где

$$\beta = \frac{\alpha_{E1} - 1}{\alpha_{E1} + 1}. \qquad (98)$$

Полудлина участка местного замачивания грунта и локального ослабления коэффициента жесткости основания принимается равной

$$l_1 = 2\sqrt[4]{\frac{EI}{C_1}} < l_н, \qquad (99)$$

где EI, GF — соответственно приведенные изгибная и сдвиговая жесткости здания, приведенного к балке конечной жесткости; $l_н$ — полудлина участка, на котором проявляется неравномерная просадка грунта от нагрузки фундаментов, определяемая по формуле (36).

За расчетную полудлину участка местного ослабления жесткости основания $l_р$ при расчете конструкций зданий на просадочных грунтах принимается:

$$\begin{aligned} l_р &= l_1 \text{ при } l_1 < l_н; \\ l_р &= l_н \text{ при } l_1 \geqslant l_н. \end{aligned} \qquad (100)$$

Максимальные значения обобщенных изгибающих моментов и поперечной силы на площадках с I типом грунтовых условий при отношении высоты здания $H_д$ к его длине $2l\frac{H_д}{2l} < 0{,}75$;

$$M_{макс.1} = \pm 2g\left(\frac{l_р}{\pi}\right)^2; \tag{101}$$

$$Q_{макс.1} = \pm g\frac{l_р}{\pi}, \tag{102}$$

где

$$q = \frac{m_q p\beta}{1 + \frac{C_1}{EI_\nu}\left(\frac{l_р}{\pi}\right)^4(\omega + 2)\left(1 - \frac{\beta^2}{2}\right)}; \tag{103}$$

$$\omega = 1 + \left(\frac{\pi}{l_р}\right)^2\frac{EI}{GF}; \tag{104}$$

$$\beta = \frac{\alpha_1 - 1}{\alpha_1 + 1}; \tag{105}$$

m_q — коэффициент, корректирующий расчетную схему и принимаемый равным $m_q = 0{,}7$.

При отношении высоты здания $H_д$ к его длине менее $\frac{H_д}{2l} \geqslant \geqslant 0{,}75$:

$$M_{макс\,1} = \pm 1{,}4p\beta\left(\frac{l_р}{\pi}\right)^2; \tag{106}$$

$$Q_{макс\,1} = \pm 0{,}7p\beta\frac{l_р}{\pi}. \tag{107}$$

В формулах (103)—(104) и (106)—(107) знак плюс соответствует выгибу здания, минус — прогибу.

ПРОСАДОЧНЫЕ ГРУНТЫ СО II ТИПОМ ГРУНТОВЫХ УСЛОВИЙ

В целях упрощения расчеты зданий на прочность на площадках со II типом грунтовых условий предлагается выполнять по принципу независимости действия сил: на просадку или осадку от нагрузки фундаментов с учетом изложенных выше рекомендаций и на просадку от собственного веса грунта. В дальнейшем полученные усилия на эти два вида воздействия складываются с соответствующими знаками и на суммарные их величины проектируются конструкции зданий.

Неравномерность деформаций оснований при просадке лессовых грунтов от их собственного веса возникает вследствие изгиба поверхности грунта в пределах расположения всего здания или его части. В соответствии с этим рассматриваются два наиболее

неблагоприятных варианта расположения источников замачивания по отношению к зданию (рис. 48), приводящих к образованию [34, 64]:

I вариант — односторонней консоли, источник замачивания у торца здания, в результате чего одна часть его расположена на лессовом грунте естественной влажности, а другая — на начальном участке кривой просадки поверхности грунта. В этом случае здание работает как консоль с креном в сторону источника замачивания;

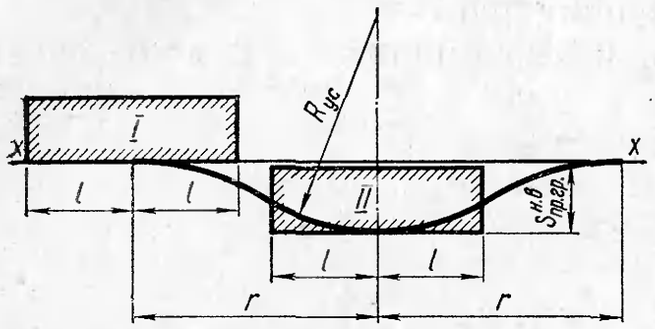


Рис. 48. Основные варианты расположения *зданий на кривой просадки* поверхности грунта:

I, II — варианты расположения источников замачивания.

II вариант — провисания, источник замачивания в центре здания.

В качестве расчетной схемы деформации грунта при расчете зданий на просадку от собственного веса принимается однородное винклеровское основание, искривленное по косинусоиде с условным радиусом кривизны $R_{ус}$, определяемым по формуле (16).

$$R_{ус} = \frac{r^2}{2S_{пр.гр}}(1 + m_n). \qquad (108)$$

Степень изменчивости сжимаемости основания на просадочных грунтах со II типом грунтовых условий при расчете зданий на прочность оценивается коэффициентом

$$\alpha_{EII} = \frac{l_{ос} + l_{пр}}{l_{ос}} = 1 + \frac{l_{пр}}{l_{ос}}, \qquad (109)$$

где $l_{ос}$ — средняя относительная деформация грунта от нагрузки фундамента в пределах сжимаемой зоны;

$$l_{ос} = \frac{S_{ос}}{h_a}; \qquad (110)$$

$S_{ос}$ — величина осадки наиболее характерного по нагрузкам и размерам фундамента, определяемая с учетом полного или частичного устранения просадочных свойств грунтов в пределах деформируемой зоны; h_a — толщина сжимаемой зоны основания от нагрузки фундамента; $l_{пр}$ — средняя относительная деформация грунта при просадке его от собственного веса;

$$l_{пр} = \frac{S_{пр.гр}}{h_{с.в}}. \qquad (111)$$

При расчете конструкций зданий на неравномерные просадки грунта от собственного веса коэффициент жесткости основания

C_{II} в пределах расположения здания принимается переменным с учетом изменения влажности и просадки поверхности грунта

$$C_{II} = C \cdot m_{CII}, \tag{112}$$

где C — средняя жесткость основания, определяемая по формуле (93); $m_{C\,II}$ — коэффициент снижения жесткости основания при замачивании, определяемый в зависимости от расчетной длины криволинейного участка просадки грунта от собственного веса r:

при $r \geqslant l$

$$m_{CII} = \frac{1}{\alpha_{CII}}; \tag{113}$$

при $r < l$

$$m_{CII} = 1 - \frac{r}{l}\left(1 - \frac{1}{\alpha_{CII}}\right). \tag{114}$$

Максимальные величины обобщающих моментов и поперечной силы при просадках грунтов от собственного веса под средней частью здания или отдельного отсека для случая, когда отношение высоты здания к его длине $H_д/2l<0{,}75$;

$$M_{\text{макс II}} = \frac{C_{II}\, l^4}{24R_п}; \tag{115}$$

$$Q_{\text{макс II}} = \frac{C_{II}\, l^3}{15{,}6R_п}, \tag{116}$$

где

$$R_п = R_{ус}(1 + \varepsilon_в)\,\psi; \tag{117}$$

$$\varepsilon_в = \frac{C_{II}\, l^4}{12EI}\left(\frac{11}{30} + \frac{EI}{GFl^2}\right); \tag{118}$$

при $r \leqslant l$

$$\psi = 1;$$

при $r > l$

$$\psi = \frac{l^2}{tr^2}; \tag{119}$$

$$t = \frac{l - r_{мин}}{r - r_{мин}} \geqslant 0{,}2, \tag{120}$$

$r_{мин}$ — минимальная полудлина криволинейного участка просадки грунта, соответствующая началу просадки под действием собственного веса, определяемая по формуле (38) при $H = p_{пр}/\gamma_{ср}$.

Для зданий с соотношением высоты к длине $H_д/2l>0{,}75$ максимальные значения моментов и поперечных сил определяются по формулам (115)—(120), в которых значение величины $\varepsilon_в$ принимается равным $\varepsilon_в = 0$.

УСИЛИЯ В КОНСТРУКЦИЯХ ЗДАНИЙ ПРИ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИЯХ ГРУНТА

Горизонтальные перемещения, возникающие в основании зданий и сооружений при просадке грунтов от собственного веса, взаимодействуют со зданием и благодаря наличию сил трения и сцепления между фундаментом и грунтом передаются на конструкции. Это влечет за собой возникновение в них дополнительных растягивающих или сжимающих усилий, а в некоторых случаях и усилий изгиба с кручением.

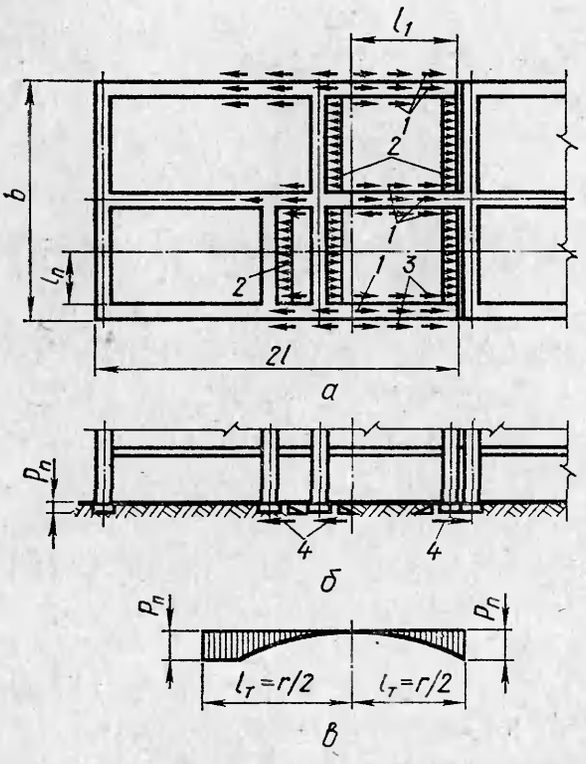


Рис. 49. Схемы усилий на фундаменты при горизонтальных перемещениях грунта:

а — план фундаментов и направления действия растягивающих сил; *б* — поперечный разрез фундамента; *в* — эпюра растягивающих сил; *1, 3* — силы трения соответственно по подошве и по боковой поверхности; *2* — силы бокового давления; *4* — силы трения по подошве примыкающих стен.

Суммарное горизонтальное усилие $P_п$ (рис. 49), возникающее в фундаменте вследствие горизонтальных перемещений грунта при просадке от собственного веса [84],

$$P_п = N_т + N_б + N_{т.п} + N_q, \quad (121)$$

где $N_т$ — усилие, вызванное силами трения сдвигающегося грунта по подошве рассчитываемого фундамента; $N_б$ — усилие, вызванное силами трения грунта по заглубленным боковым поверхностям рассчитываемого фундамента; $N_{т.п}$ — усилие, вызванное силами трения грунта по подошве фундаментов поперечных стен, примыкающих к расчетному; N_q — усилие, вызванное боковым пассивным давлением сдвигающегося грунта на поперечные фундаменты, примыкающие к расчетному.

Сила трения $N_т$ между грунтом и подошвой фундамента определяется нагрузкой на фундамент, размерами его, а также коэффициентом трения фундамента по грунту. Кроме того, исследованиями этого вопроса при горных выработках установлено, что сила трения и сцепления между грунтом и подошвой фундамента пропорциональна относительной горизонтальной деформации $\varepsilon_г$ до определенной ее величины, равной $\varepsilon_г = 0{,}01$. На основе этого силу трения $N_т$ между грунтом и подошвой фундамента рекомендуется определять из выражения

$$N_т = \varepsilon_г p_i l_т \operatorname{tg} \mu, \quad (122)$$

где $\varepsilon_г$ — расчетное относительное горизонтальное перемещение, при $\varepsilon_г \geqslant 0{,}01$ в формулу (122) подставляется значение $\varepsilon_г = 0{,}01$;

p_i — нагрузка на 1 м длины подошвы фундамента; $l_т$ —длина участка фундамента, на которую передаются горизонтальные перемещения, вызывающие дополнительные усилия в фундаментах, определяемая по формуле (126); β — коэффициент трения фундамента по грунту, принимаемый приближенно равным для уплотненных суглинков 0,4, супесей 0,45 в водонасыщенном состоянии.

Аналогично может быть определено на участке $l_т$ и усилие $N_{т.п}$, вызванное силами трения грунта по подошве фундаментов каждой поперечной стены, примыкающей к фундаменту расчетной продольной стены

$$N_{т.п} = \varepsilon_п p_п l_п \operatorname{tg} \mu, \qquad (123)$$

где $p_п$ — нагрузка на 1 м длины подошвы фундамента рассматриваемой поперечной стены; $l_п$ — длина примыкающего участка фундамента поперечной стены.

Усилие $N_б$, вызванное силами сцепления грунта по заглубленным боковым поверхностям рассчитываемого фундамента продольной оси на участке фундамента длиной $l_т$ по аналогии с описанным выше, вычисляется из выражения

$$N_б = \varepsilon_г c_п F, \qquad (124)$$

где $c_г$ — удельное сцепление грунта с заглубленной поверхностью фундамента, принимаемое равным для лессовидных супесей 0,20 МПа, а для лессовых суглинков 0,40 МПа; F — площадь поверхности заглубленной в грунт части фундамента на участке длиной $l_т$ (включая и площадь подошвы фундамента).

Полная величина усилия N_q, вызванного боковым пассивным давлением на фундаменты поперечных сил, расположенных в пределах участка $l_т$,

$$N_q = \gamma \frac{h^2}{2} l_т \operatorname{tg}^2 \left(45° + \frac{\varphi}{2}\right), \qquad (125)$$

где γ — объемная масса грунта, залегающего от пола или уровня планировки до подошвы фундамента в водонасыщенном состоянии, принимаемом равным 1,8—1,9 т/м^3; h — глубина заложения фундамента; φ — угол внутреннего трения грунта обратной засыпки.

Длина участка фундамента $l_т$, на которой передаются горизонтальные перемещения, вызывающие дополнительные усилия в фундаментах, определяется расположением здания или отдельного отсека, отрезанного осадочным швом, на криволинейном участке кривой просадки поверхности грунта и зависит от длины зданий $2l$ и длины (ширины) криволинейного участка r. Анализ различных схем расположения зданий на кривой просадки грунта показывает, что максимальная длина участка $l_т$:

$$\text{при } \frac{r}{2} \geqslant 2l$$

$$l_т = l; \qquad (126)$$

при $\frac{r}{2} < 2l$

$$l_т = \frac{r}{4}.$$

Наименьшее значение $l_т$, полученное из выражения (126), следует принимать в расчетах по формулам (122)—(125).

Приведенное в формуле (121) суммарное горизонтальное усилие, возникающее в фундаменте, получено исходя из того условия, что сдвиг происходит по подошве фундамента. Одновременно с этим плоскость сдвига может располагаться ниже подошвы фундамента и проходить по грунту. В этом случае суммарное горизонтальное усилие, передаваемое на фундамент,

$$P_{п.с} = F_п(p_{ср} \operatorname{tg} \varphi + c), \qquad (127)$$

где $F_п$ — площадь подошв продольного и примыкающих поперечных фундаментов в пределах участка длиной $l_т$; $p_{ср}$ — средневзвешенная величина нагрузки на 1 м длины подошвы фундаментов; φ и c — угол внутреннего трения и сцепление грунта основания при полном его водонасыщении.

За расчетную величину суммарного горизонтального усилия, возникающего в фундаменте, принимается минимальная величина, получаемая из выражений (121) и (127). На полученную расчетную суммарную величину горизонтального усилия должны рассчитываться соответствующим образом ленточные фундаменты зданий с несущими стенами; колонны нижних этажей каркасных зданий с отдельно стоящими фундаментами, несвязанными между собой; горизонтальные связи между отдельными столбчатыми фундаментами.

ГОРИЗОНТАЛЬНЫЕ ПЕРЕМЕЩЕНИЯ КОНСТРУКЦИЙ И ШИРИНА ОСАДОЧНЫХ ШВОВ

Горизонтальные перемещения поверхности при просадке лессового грунта от собственного веса приводит к появлению не только дополнительных напряжений в фундаментах и в зданиях, но и к смещению их в плане. В частности, в процессе испытаний экспериментального дома № 33 в Запорожье наряду с просадкой фундаментов происходили горизонтальные перемещения отдельных секций (рис. 50). При замачивании грунтов у торцов секций I и III горизонтальное смещение их в сторону источника замачивания соответственно составило 60 и 160 мм, т. е. горизонтальные смещения оказываются значительными и должны учитываться при компоновке зданий и сооружений, состоящих из отдельных блоков, при устройстве осадочных швов, прокладке подземных коммуникаций и т. п.

Возможные величины горизонтальных перемещений зданий или сооружений в целом, а также отдельных их отсеков, отрезан-

ных осадочными швами, столбчатых фундаментов под колонны или фундаментов под оборудование определяются в основном расположением их на кривой просадки поверхности грунта, размерами зданий, шириной зон уплотнения или разуплотнения грунта, расчетной величиной относительного горизонтального перемещения.

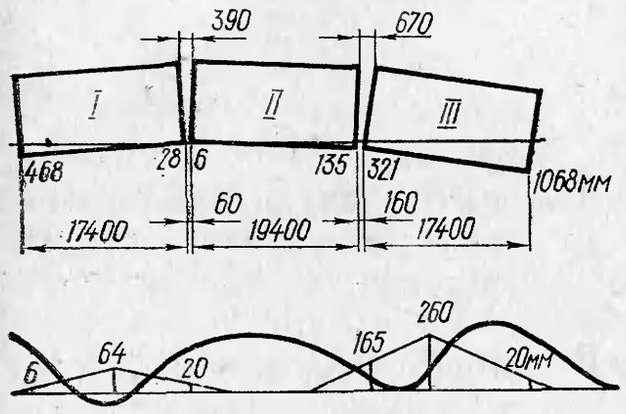


Рис. 50. Просадки, наклоны и горизонтальные перемещения секций экспериментального дома № 33 в Запорожье:
I—III — секции дома.

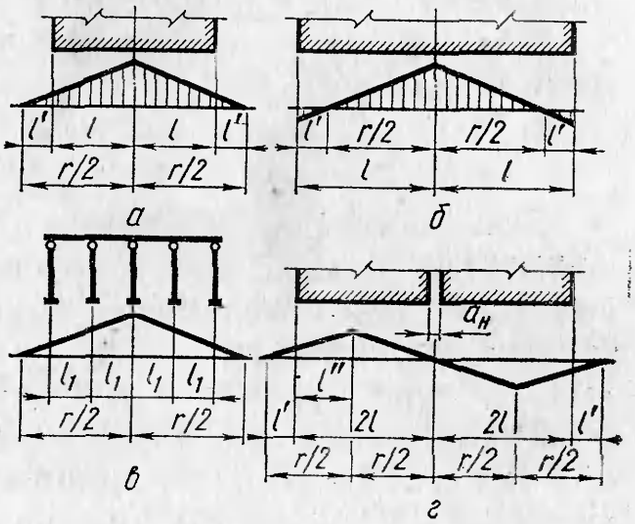


Рис. 51. Схемы для определения горизонтальных перемещений:
а — зданий соответственно при $2l<r$; *б* — то же, при $2l>r$; *в* — отдельных фундаментов; *г* — ширина осадочных швов.

При расположении зданий или основной его части за пределами зон горизонтального уплотнения или разуплотнения грунтов оно не будет испытывать горизонтального перемещения. Последнее появляется лишь в тех случаях, когда более половины длины здания или его отсека, отрезанного осадочными швами, располагается в пределах области развития горизонтальных перемещений.

При расчете возможных горизонтальных перемещений конструкций принимается наиболее невыгодное расположение здания на кривой просадки поверхности грунта, при котором конструкции получают максимальные горизонтальные перемещения, т. е. при расположении большей части здания в пределах криволинейного участка кривой просадки грунта. При этом условии возможное горизонтальное перемещение при длине его не более 2 *r* (рис. 51, *а*, *б*) будет равно площади эпюры абсолютных величин горизонтальных перемещений под зданием, отнесенной к длине здания

$$U_{г.з} = \frac{\varepsilon_r}{2}(r - l). \qquad (128)$$

Максимальное горизонтальное перемещение фундамента колонн гибких и относительно гибких зданий (рис. 56, *в*) по аналогии с выше изложенным

$$U_{\text{ф}} = \frac{\varepsilon_{\text{г}}}{2} r m_{\text{г}}, \qquad (129)$$

где $m_{\text{г}}$ — коэффициент условий работы, учитывающий жесткость колонн, связь их с перекрытиями и стенами; для гибких зданий, эстакад и т. д. $m_{\text{г}} = 1$; для многоэтажных каркасных зданий в зависимости от их конструкции и жесткости $m_{\text{г}} = 0{,}2—0{,}8$.

Относительное горизонтальное смещение между двумя соседними фундаментами

$$\Delta_{\text{г.ф с}} = \varepsilon_{\text{г}} l' m_{\text{г}}. \qquad (130)$$

При определении ширины осадочных швов рассматривается наиболее неблагоприятное расположение отсеков здания на кривой просадки поверхности грунта, когда нет горизонтального участка просадки грунта и рядом расположенные отсеки сближаются (рис. 56, *г*).

Ширина осадочного шва по низу фундаментов $a_{\text{н}}$ в этом случае складывается из возможных величин горизонтальных перемещений двух соседних отсеков и равняется:

при $l \leqslant r \leqslant 2l$

$$a_{\text{н}} = \frac{\varepsilon_{\text{г}} r^2}{4l}; \qquad (131)$$

при $r > 2l$

$$a_{\text{н}} = \frac{\varepsilon_{\text{г}}}{l}\left(2rl - \frac{r^2}{4}\right). \qquad (132)$$

При определении горизонтальных перемещений конструкций и осадочных швов в верхней части наряду с горизонтальными перемещениями фундаментов следует учитывать наклоны поверхности, вызванные неравномерной просадкой грунта. С учетом этого ширина осадочного шва в верхней части

$$a_{\text{в}} = 2a_{\text{н}} + 2\frac{S^{(\text{м.в})}_{\text{пр.гр}}}{r} h_3 \eta_a, \qquad (133)$$

где η_a — коэффициент условий работы, учитывающий совместную работу конструкций здания с грунтом основания;

при $r < 2l$

$$\eta_a = \left(\frac{r}{2l}\right)^2,$$

при $r \geqslant 2l$

$$\eta_a = 1.$$

Раздел III. УСТРОЙСТВО ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

Глава IX. УПЛОТНЕНИЕ ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТОВ ТЯЖЕЛЫМИ ТРАМБОВКАМИ

ОСОБЕННОСТИ И ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ МЕТОДА

Уплотнение грунтов тяжелыми трамбовками осуществляется с поверхности дна котлована или грунта путем свободного сбрасывания на уплотняемую площадь трамбовки, имеющей в плане форму круга или реже квадрата. При этом процесс уплотнения грунта происходит под воздействием передающейся на него ударной нагрузки и сопровождается перемещениями частиц грунта в вертикальном и горизонтальном направлениях.

До начала 50-х годов для поверхностного уплотнения грунтов трамбованием применялись падающие плиты квадратной формы площадью 0,6—1 м² и весом 1,5—2 т. При высоте сбрасывания 2—3 м достигалась глубина уплотнения грунтов до 1—1,2 м. С середины 50-х годов для поверхностного уплотнения по предложению Ю. М. Абелева [5] начали широко применять тяжелые трамбовки в форме усеченного конуса с диаметром основания 1,2—1,3 м и весом 2—3 т. При сбрасывании этих трамбовок с высоты 4—5 м обеспечивается уплотнение просадочных лессовых грунтов на глубину 1,5—2,0 м. В настоящее время широко применяются трамбовки с диаметром основания 1,4—1,8 м и весом 4,5—6,0 т, позволяющие при высоте сбрасывания трамбовок 5 — 7 м повысить глубину уплотнения грунтов до 3—3,5 м.

Для уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками весом до 4,5—6,0 т используются в основном широко распространенные на строительстве краны-экскаваторы 10011 и 1252, оборудованные стрелой драгляйн. При этом весе трамбовок обеспечивается нормальная работа кранов-экскаваторов в том же режиме, что при разработке грунта. Дальнейшее повышение диаметра, веса трамбовок и тем самым глубины уплотнения грунтов возможно лишь при использовании для уплотнения более тяжелых грузоподъемных механизмов, в частности, при переходе со строительных на карьерные краны-экскаваторы. Выполнение исследования и производственное уплотнение показали, что при применении трамбовок с диаметром основания 2,4 м и весом 11 т на базе карьерного крана-экскаватора грузоподъемностью 50 т глубина уплотнения повышается до 5,5—6 м.

Дальнейшее развитие уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками получило во Франции. В конце 60-х годов фирма «Луи Менард» начала применять трамбовки весом 10—20 т. При сбрасывании трамбовок с высоты 25 м достигалось уплотнение песчаных грунтов на глубину 8—11 м. В последующем для уплот-

нения грунтов трамбованием была изготовлена специальная тренога с трамбовкой весом 50 т при высоте ее сбрасывания 40 м, а в последнее время — специальный стреловой кран на пневмоколесном ходу, обеспечивающий сбрасывание трамбовки весом 200 т с высоты 24 м. На строительстве аэропорта во Франции применение сверхтяжелых трамбовок весом 200 т по данным фирмы «Луи Менард» позволило уплотнить насыпные и водонасыщенные заиленные песчаные грунты на глубину до 40 м. Кроме этого, в литературе имеются сведения о применении с высокой эффективностью сверхтяжелых трамбовок весом 50 т в Англии, Швеции, 150 т в Японии.

Поверхностное уплотнение тяжелыми трамбовками применяется с целью:

устранения просадочных свойств грунтов в пределах всей или части деформируемой зоны от нагрузки фундаментов;

создания в основании зданий или сооружений сплошного маловодопроницаемого экрана, препятствующего интенсивному замачиванию нижележащих просадочных грунтов;

повышения плотности, прочностных характеристик и снижения сжимаемости грунтов при последующем их водонасыщении.

На площадках с I типом грунтовых условий по просадочности для сравнительно небольших по ширине фундаментов (до 1,5—2,0 м) поверхностное уплотнение обычно оказывается вполне достаточным до полной ликвидации просадочных свойств грунтов в пределах всей деформируемой зоны от нагрузки фундаментов.

На площадках со II типом грунтовых условий поверхностное уплотнение полностью или частично устраняет просадку грунта только от нагрузки фундаментов и применяется в комплексе с водозащитными и конструктивными мероприятиями. В этом случае уплотненный тяжелыми трамбовками слой одновременно является маловодопроницаемым экраном, препятствующим полному промачиванию сверху всей просадочной толщи грунта.

Для полного устранения просадочных свойств грунтов на всю их толщу поверхностное уплотнение на площадках со II типом грунтовых условий по просадочности применяется в сочетании с предварительным замачиванием, уплотнением грунтовыми сваями для доуплотнения верхнего, так называемого буферного слоя грунта.

УПЛОТНЯЕМОСТЬ И ОСНОВНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ УПЛОТНЕННЫХ ГРУНТОВ

Уплотняемость грунтов определяется по методике стандартного уплотнения на метод лабораторного определения максимальной плотности [26]. Уплотнение грунта по данному методу производится трамбованием при различной его влажности в приборе с объемом кольца около 1000 см^3. Грунт уплотняют в три слоя с обеспечением 40 ударов груза массой 2,5 кг, сбрасываемого с высоты 30 см.

По результатам стандартного уплотнения строится график зависимости объемной массы скелета уплотненного грунта от влажности (рис. 52). С увеличением влажности объемная масса скелета грунта возрастает, при достижении некоторого максимального значения снижается.

Уплотняемость грунтов характеризуется максимальной плотностью уплотненного грунта и оптимальной влажностью. *Максимальная плотность* уплотненного грунта представляет собой наибольшее значение объемной массы скелета грунта, достигаемое при принятых режимах, методах и энергии уплотнения.

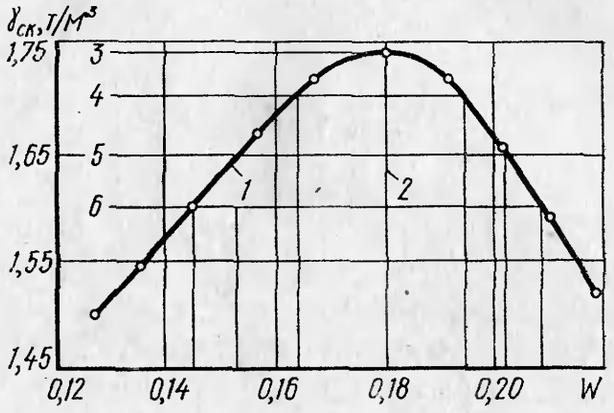


Рис. 52. *График зависимости объемной массы скелета грунта от влажности:*

1 — кривая стандартного уплотнения; *2* — оптимальная влажность, w_0=0,18; *3* — максимальная плотность, $\gamma_{ск}$ =1,74 т/м³ при $k_у$=1 и w=w_0=0,18; *4* — $k_у$=0,98 при $\gamma_{ск}$ =1,7 т/м³ и w=0,169—0,195; *5* — $k_у$ =0,95 при $\gamma_{ск}$ =1,65 т/м³ и w=0,153—0,202; *6* — $k_у$=0,92 при $\gamma_{ск}$ =1,6 т/м³ и w=0,145—0,208.

Оптимальной влажностью называют влажность, при которой достигается максимальная плотность уплотненного грунта и требуется наименьшая затрата работы для достижения максимальной плотности грунта при заданном режиме уплотнения.

Оптимальную влажность глинистых грунтов при отсутствии данных непосредственного ее определения рекомендуется принимать равной W_0=$W_р$ —(0,01—0,03), ($W_р$ — влажность на границе раскатывания).

Уплотнение грунтов производится до опередеенной степени плотности выражаемой через *коэффициент уплотнения* $K_{уп}$, представляющий собой отношение заданного или фактически полученного значения объемной массы скелета уплотненного грунта $\gamma_{ск}$ к его максимальному значению по стандартному уплотнению $\gamma_{ск.макс}$, т. е. $K_{уп}$=$\gamma_{ск}/\gamma_{ск.макс}$.

Каждому значению коэффициента уплотнения соответствует определенный *диапазон допускаемого изменения влажности* уплотняемого грунта, за который принимаются крайние значения влажности по кривой стандартного уплотнения (см. рис. 52).

При поверхностном уплотнении грунтов трамбованием максимальные напряжения от уплотняющего воздействия возникают на поверхности, а с глубиной уменьшаются. В соответствии с этим степень уплотнения и объемная масса скелета грунта по глубине уменьшается (рис. 53), и целесообразно выделять зону распространения и уплотненную зону грунта.

Зона распространения уплотнения представляет собой толщу грунта $h_{уп}$, в пределах которой происходит повышение объемной

массы его скелета; распространяется от уплотненной поверхности до глубины, на которой объемная масса скелета грунта повышается не менее чем на 0,02 т/м³.

За уплотненную зону $h_{уп}$ принимают толщу грунта, в пределах которой объемная масса скелета не ниже заданного или допустимого ее минимального значения.

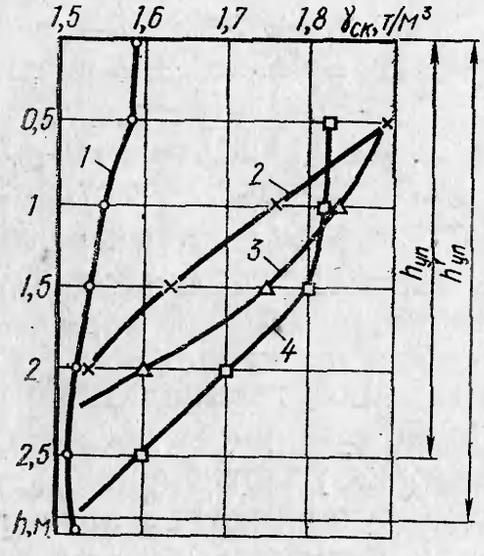


Рис. 53. График изменения объемной массы скелета грунта по глубине:

1 — до уплотнения; *2—4* — после уплотнения соответственно 8, 12 и 20 ударами трамбовки.

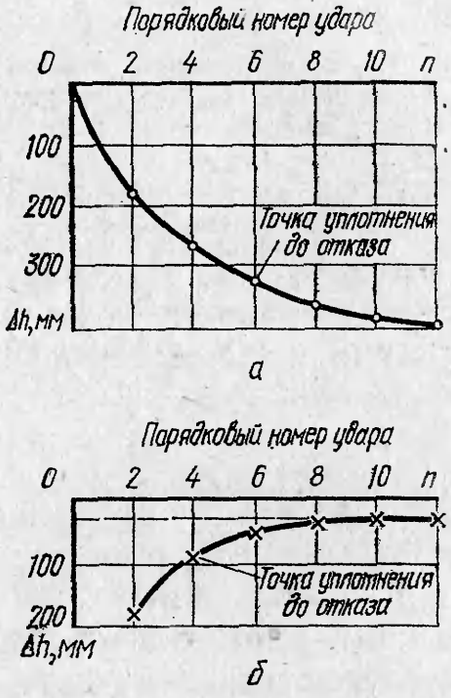


Рис. 54. Графики понижения трамбуемой поверхности в зависимости:

а — от числа ударов; *б* — от каждых двух ударов.

Уплотнение грунтов, как отмечалось выше, сопровождается повышением его степени плотности и соответствующим понижением уплотненной поверхности. *Понижение уплотненной поверхности* Δh представляет собой разность отметок ее до и после уплотнения и определяется по результатам опытных работ или вычисляется по формуле

$$\Delta h = \left(1 - \frac{\gamma'_{ск}}{\gamma_{ск.уп}}\right) h'_{уп}\, m_{уп}, \qquad (134)$$

где $\gamma'_{ск}$ — среднее значение объемной массы скелета грунта до уплотнения; $\gamma_{ск.уп}$ — среднее значение объемной массы скелета грунта в пределах зоны распространения уплотнения $h'_{уп}$; $m_{уп}$ — коэффициент, учитывающий боковое расширение грунта в стороны и выпор его, принимаемый равным при уплотнении: в 1 след $m_{уп} = 1{,}2$; в 2 следа $m_{уп} = 1{,}1$, в 3 и более следов $m_{уп} = 1$.

Уплотнение грунтов происходит за счет накопления остаточных деформаций при циклических нагрузках и продолжается до определенного предела после передачи на грунт определенной

работы. Дальнейшее увеличение работы без изменения режима уплотнения сопровождается в основном обратимыми деформациями, продавливанием уплотненной зоны без существенного повышения степени плотности грунта. Такое состояние грунта, при котором в процессе уплотнения практически не происходит повышение его степени плотности, называется *уплотнением до отказа,* а величина повышения объемной массы скелета грунта при единичном приложении нагрузки, выражаемая часто понижением уплотняемой поверхности от одного удара или прохода, называется *отказом* (рис. 54).

Исследования показывают, что уплотняемость грунтов зависит в основном от энергии уплотнения, вида уплотняющего воздействия, физико-механических характеристик грунтов и других факторов. С увеличением удельной энергии уплотнения максимальная объемная масса скелета уплотненного грунта $\gamma_{ск.макс}$ возрастает. Наибольшая уплотняемость грунтов достигается при ударной нагрузке. По эффективности воздействия на грунт и достижения заданного значения объемного веса скелета грунта ударная нагрузка по принятому методу стандартного уплотнения соответствует статической нагрузке 0,85—1,0 МПа.

ЭФФЕКТИВНОСТЬ УПЛОТНЕНИЯ ГРУНТОВ

Экспериментальные исследования в полевых условиях показывают, что эффективность уплотнения просадочных грунтов тяжелыми трамбовками зависит от многих факторов и в основном определяется: количеством ударов, весом, диаметром трамбовки, шириной уплотняемой площади, физико-механическими характеристиками уплотняемых грунтов [81].

Накопление остаточных деформаций сжатия уплотненного грунта при трамбовании происходит по мере увеличения количества ударов трамбовки. При этом наряду с увеличением общего понижения уплотняемой поверхности происходит повышение степени плотности и глубины уплотнения грунта. Результаты уплотнения лессовых просадочных суглинков трамбовкой весом 4,5 тс диаметром основания 1,4 м показывают (см. рис. 53), что глубина уплотнения при минимальном значении объемной массы скелета грунта 1,6 т/м^3 после 8 ударов трамбовки составляет 1,7 м, а при 12 и 20 ударах сответственно 2 и 2,5 м. При этом по мере увеличения количества ударов свыше необходимого для уплотнения до отказа (в данном случае 12 ударов) объемная масса скелета грунта при его пониженной влажности в верхней части уплотненной зоны может несколько снижаться за счет динамических разгружающих напряжений, возникающих при ударах.

С увеличением веса трамбовки и, главным образом, удельного статического давления на грунт, представляющего собой отношение массы к площади трамбовки, быстрее происходит формирование уплотненной зоны и повышается эффективность уплот-

нения грунта. Наибольшее влияние на степень плотности грунтов оказывают вес и удельное статическое давление при уплотнении грунтов с пониженной влажностью.

Увеличение диаметра трамбовки в 2 раза (с 1,2 — до 2,4 м) приводит к повышению глубины уплотнения в 2,75 раза, т. е. до 5,5 м (рис. 55). Выполненные исследования показали, что с увеличением ширины уплотняемой площади увеличивается глубина уплотнения и понижение трамбуемой поверхности, которая при площади 3×3 следа достигает максимальных значений.

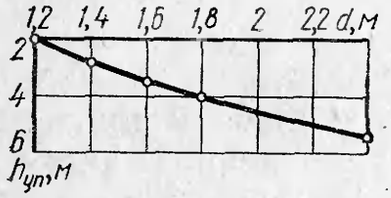


Рис. 55. График зависимости глубины уплотнения от диаметра трамбовки.

На эффективность уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками весьма существенно влияют физико-механические характеристики и структура грунтов. Многочисленные экспериментальные исследования и опыт строительства показывают, что наибольшая эффективность уплотнения грунтов достигается при их оптимальной влажности. При снижении влажности ниже оптимальной требуется большая энергия на разрушение существующей и формирование новой структуры, в связи с этим при некотором повышении степени уплотнения происходит снижение глубины уплотнения. Снижение влажности ниже оптимальной на 0,04—0,05 в лессовых грунтах приводит к уменьшению глубины уплотнения на 20—25%.

Повышенная степень плотности уплотняемого грунта за счет необходимой затраты большей энергии на разрушение существующей структуры приводит к уменьшению глубины уплотнения. Особенно это сказывается при уплотнении грунтов с естественной природной структурой. В насыпных глинистых грунтах глубина уплотнения тежелыми трамбовками на 20—40% выше, чем в глинистых грунтах природного сложения.

При уплотнении грунтов трамбовками лишь часть энергии ударов их о грунт расходуется на остаточные деформации, т. е. уплотнение грунта. Остальная часть энергии переходит в упругие колебания грунта, интенсивность которых зависит от энергии удара, т. е. веса высоты сбрасывания трамбовки, ее площади. Исследования колебаний при уплотнении трамбовкой весом 3,5—5,5 т, диаметром 1,3—1,4 м сбрасываемых с высоты 5—7 м лессовидных суглинков с влажностью 0,15—0,2 м и объемной массой скелета 1,5—1,7 т/м³ позволили установить, что амплитуда колебаний грунта по мере удаления от места удара трамбовки уменьшается и распространяется на 15—30 м. Для приближенной оценки можно принять, что при энергии удара 30—40 т/м сейсмичность в баллах распространяется на расстояния: 8 баллов — 3,5—4 м; 7 баллов — 5—7 м и 6 баллов — 9—10 м.

ПРОЕКТИРОВАНИЕ УПЛОТНЕНИЯ ГРУНТОВ

Поверхностное уплотнение грунта в основании зданий и сооружений осуществляется по специально разработанному проекту, в котором должны быть указаны размеры уплотненной площади в плане; необходимая глубина уплотнения; величина недобора грунта до проектной отметки; диаметр и вес трамбовки; требуемая объемная масса скелета грунта на нижней границе уплотненной зоны; оптимальная влажность уплотняемого грунта и при необходимости требуемое количество воды для доувлажнения грунта; расчетное давление на уплотненный грунт.

Размеры уплотняемой площади в плане определяются в зависимости от назначения уплотнения, размеров и расположения фундаментов, нагрузок на них и других факторов. При необходимости создания в основании сплошного маловодопроницаемого экрана размеры уплотняемой площади принимаются не менее чем на 1—2 м больше размеров здания по наружным граням фундаментов в каждую сторону. При применении уплотнения только с целью устранения просадочных свойств грунтов ширина $b_у$, длина $l_у$ уплотняемой площади назначаются в соответствии с конфигурацией и размерами фундаментов:

$$b_у = b + 0{,}5\,(b - d); \tag{135}$$

$$l_у = l + 0{,}5\,(b - d), \tag{136}$$

где b и l — соответственно ширина и длина фундамента; d — диаметр применяемой трамбовки.

Требуемая глубина уплотнения просадочных грунтов тяжелыми трамбовками в основании фундаментов определяется из условия полного устранения просадочных свойств грунтов в пределах всей деформируемой зоны или только ее верхней части на глубину, при которой суммарные осадки и просадки фундаментов не превышают предельных допустимых величин для зданий и сооружений, а также возможной глубины уплотнения $h_{уп}$

$$h_{уп} = k_у \cdot d, \tag{137}$$

где $K_у$ — коэффициент пропорциональности, принимаемый равным по данным экспериментальных исследований, для супесей и суглинков $k_у = 1{,}8$, для глин $k_у = 1{,}5$.

Объемная масса скелета грунта в уплотненном слое назначается исходя из полного устранения просадочных свойств грунтов, обеспечения достаточно низкой сжимаемости, высокой прочности уплотнения грунтов и задается средним значением $\gamma_{ск}$ в уплотненном слое и минимальным $\gamma_{ск}$ на нижней границе уплотненного слоя. Для большинства распространенных на территории СССР лессовых грунтов среднее значение объемной массы скелета грунта в уплотненном слое должно быть не менее 1,65—1,70 т/м^3, а на нижней границе уплотненной зоны не менее 1,6 т/м^3.

Величина недобора грунта до проектной отметки заложения фундаментов, используемая при отрывке котлованов, принимается равной величине понижения трамбуемой поверхности и определяется по формуле (134).

Уплотнение просадочных грунтов тяжелыми трамбовками должно осуществляться, как правило, при влажности близкой к оптимальной W_0. При необходимости уплотнения лессовых грунтов с пониженной влажностью W должно осуществляться их предварительное доувлажнение расчетным количеством воды на 1 м^2 уплотняемого основания

$$Q = \frac{1{,}2\gamma_{ск}(W_0 - W)}{\gamma_у^в} h_{увл}, \qquad (138)$$

где $h_{увл}$ — толщина слоя увлажненного грунта, принимаемая равной $2d$; $\gamma_{ск}$ — плотность воды, равная 1 г/см^3.

Диаметр и вес трамбовки назначаются в зависимости от требуемой глубины уплотнения, формы и размеров уплотняемых площадей и т. п. При определении веса трамбовок учитывается, что удельное статическое давление по низу должно быть не менее 0,015—0,02 МПа.

Таблица 2

Характеристика уплотненного грунта	$k_{уп}/\gamma_{ск}$		
	0,93/1,6	0,95/1,7	0,97/1,8
Сцепление, МПа	0,055/0,025	0,075/0,035	0,10/0,045
Угол внутреннего трения, град	28/24	30/25	32/26

Примечание. В числителе приведены значения сцепления C и угол внутреннего трения φ, относящиеся к уплотненным лессовым суглинкам со степенью влажности $G \leqslant 0{,}5$ при $k_{уп}=0{,}93$ и $G \leqslant 0{,}6$ при $k_{уп}=0{,}97$, в знаменателе — в водонасыщенном состоянии при $G \geqslant 0{,}8$.

Расчетные давления на уплотненные грунты определяются по СНиП II-15-74 в соответствии с их прочностными характеристиками, размерами фундаментов или по табл. 1. Обобщенные нормативные значения прочностных характеристик уплотненных до различной степени грунтов для предварительных расчетов приведены в табл. 2. ($J_p = 0{,}05$—$0{,}18$).

Осадки фундамента на уплотненных тяжелыми трамбовками грунтах вычисляют по схеме двухслойного основания, состоящего из уплотненного и залегающего ниже неуплотненного грунта естественной структуры. Модуль деформации грунтов основания принимают по данным результатов полевых испытаний их статической нагрузки: для уплотненных грунтов на отметке заложения фундаментов; подстилающих естественного сложения — на глубине, соответствующей нижней границе уплотненного слоя.

При отсутствии данных испытаний штампами для предварительных расчетов допускается принимать значения модулей деформации уплотненных лессовых грунтов до $k_{уп}$ =0,93—0,95 по табл. 3.

Таблица 3

Уплотняемый грунт	Модуль деформации уплотненного грунта, МПа, при		Уплотняемый грунт	Модуль деформации уплотненного грунта, МПа, при	
	природной влажности, близкой к оптимальной	водонасыщенном состоянии		природной влажности, близкой к оптимальной	водонасыщенном состоянии
Супеси	20	15	Суглинки	25	20

ПРОИЗВОДСТВО РАБОТ

В комплекс работ по поверхностному уплотнению грунтов тяжелыми трамбовками входят опытное уплотнение, подготовка котлована к уплотнению, уплотнение грунта, приемка и контроль качества уплотнения.

Опытное уплотнение выполняется перед началом производства работ в наиболее характерных грунтовых условиях в целях уточнения величины отказа, общего понижения трамбуемой поверхности, необходимого количества ударов, толщины достаточно уплотненного грунта, проверки эффективности дополнительного увлажнения до оптимального значения влажности. Для опытного уплотнения отрывают котлованы размером не менее (6×4) d, в котором производят уплотнение не менее чем в 3×3 следа трамбовки. При необходимости грунт в котловане доувлажняется до заданной влажности.

Уплотнение в опытном котловане производят с замером величины понижения трамбуемой поверхности после каждых 2—3 ударов трамбовки нивелированием по забитым в грунт штырям. По полученным данным строят графики общего понижения трамбуемой поверхности в зависимости от числа ударов и приращения величины понижения от каждых двух ударов (см. рис. 54), по которым определяют величину отказа и минимальное число ударов для производства работ.

После окончания трамбования в центре уплотненного участка отрывают шурф глубиной не менее 2 d, из которого через каждые 0,25—0,5 м по глубине отбирают пробы грунта для определения его объемной массы скелета и влажности. По данным об изменении $\gamma_{ск}$ с глубиной определяют фактическую глубину достаточно уплотненного слоя.

Подготовка основания к уплотнению включает: отрывку котлованов глубиной, равной глубине заложения подошвы фунда-

ментов, за вычетом возможной величины понижения трамбуемой поверхности, устройство обвалования вокруг котлована с целью исключения стока в него атмосферных вод с окружающей территории, доувлажнения грунтов в необходимых случаях. К производству работ по уплотнению приступают не ранее чем через сутки после полного впитывания воды в грунт.

Поверхностное уплотнение грунта тяжелыми трамбовками производят отдельными полосами шириной 0,9 d трамбовки с перекрытием следов и каждой полосы на 0,1 d трамбовки. В пределах каждой полосы трамбование выполняется отдельными циклами по 2—3 удара. После окончания трамбования верхний слой грунта толщиной 7—10 см, разрыхленный трамбованием, доуплотняется легкими ударами трамбовки, сбрасываемой с высоты 0,5—1 м или при больших площадях укаткой катками.

При производстве работ в дождливое, а также засушливое время года особое внимание обращается на сохранение влажности уплотняемых грунтов, близкой к оптимальной. Обычно это удается обеспечить поэтапной отрывкой котлованов с учетом производительности грунтоуплотняющих механизмов.

Уплотнение грунтов тяжелыми трамбовками в зимнее время выполняется при талом состоянии его и глубине промерзания не более 0,2—0,3 м. Верхний промерзший слой грунта после трамбования перед закладкой фундаментов необходимо удалять.

Приемка работ и проверка качества уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками производится после доуплотнения верхнего разрыхленного при трамбовании слоя грунта. При уплотнении грунтов с влажностью, близкой к оптимальной, качество уплотнения проверяется по отказу путем контрольного трамбования, а в остальных случаях с определением объемной массы скелета грунта через 0,25—0,5 м на глубину не менее (1,8—2) d. Уплотнение признается удовлетворительным в случаях, если понижение отметки уплотненной поверхности при контрольном трамбовании не превышает величины отказа или объемная масса скелета в пределах уплотненного слоя и на его нижней границе не менее 1,6 т/м^3 для просадочных грунтов.

ОПЫТ УПЛОТНЕНИЯ ГРУНТОВ

Поверхностное уплотнение тяжелыми трамбовками получило широкое применение при строительстве жилых, гражданских, промышленных зданий на площадках с I типом по просадочности во всех районах распространения просадочных грунтов.

Территория строительства нового района города Набережные Челны расположена на II—V террасах р. Камы и характеризуется в южной части относительно ровным рельефом с наличием блюдцеобразных понижений глубиной 0,5—1 м. Северная часть имеет уклон в сторону реки и покрыта овражно-балочной сетью с глубиной оврагов до 7 м.

Южная часть территории сложена лессовидными суглинками с прослойками супесей, которые на лгубину до 8—12 м обладают просадочными свойствами.

Характеристика грунтов

Объемная масса скелета, т/м³	1,25—1,55
Природная влажность	0,09—0,19
Влажность на границе раскатывания	0,15—0,21
То же, текучести	0,24—0,36
Число пластичности	0,04—0,16
Степень влажности	0,3—0,7

В местах блюдцеобразных понижений природная влажность грунтов повышается до 0,22—0,28. Относительная просадочность суглинков и супесей в пределах просадочной толщи при бытовом давлении 0,01—0,05, при нагрузке на грунт 0,3 МПа, 0,02—0,10. Начальное просадочное давление суглинков и супесей на глубине до 2 м 0,1 МПа, а на глубине 4 м 0,12—0,14 МПа.

Северная часть территории сложена переслаивающей толщей из отдельных слоев толщиной 1—5 м суглинков, супесей, песков мелких и пылеватых. Отдельные слои суглинков и супесей, залегающие на глубину до 12—15 м, обладают просадочными свойствами с относительной просадочностью при давлении на грунт 0,3 МПа $\delta_{пр}$ =0,01—0,03.

Эффективность уплотнения просадочных лессовых грунтов тяжелыми трамбовками изучалась при проведении опытных работ перед началом строительства и в процессе производственного употнения по результатам анализа данных контрольного определения качества уплотнения грунтов. По данным опытных работ глубина уплотнения трамбовкой с диаметром основания 1,4 м и массой 3,5 т при объемной массе скелета грунта на нижней границе 1,6 т/м³ составила 2 м, а трамбовкой с диаметром основания 1,6 м и массой 5,5 т — 3 м. По результатам производственного уплотнения средняя объемная масса скелета грунта на глубине 3 м равнялась 1,64 т/м³ и фактическая глубина уплотнения 3,5 м.

Полученные в процессе производственного уплотнения значительно большие глубины и степень уплотнения по сравнению с опытным уплотнением являются результатом увеличения высоты сбрасывания трамбовки до 7—8 м, количества ударов до 20—25 по одному следу, а высокая объемная масса скелета — пониженной природной влажностью грунтов.

Производственное уплотнение грунтов выполнялось кранами-экскаваторами 10011 и 1252 грузоподъемностью 15 и 20 т, трамбовками с диаметром основания 1,6 м и весом 4—5,5 т. При этом весе трамбовок обеспечивалась нормальная работа кранов и исключался их повышенный износ. Трамбовки должны были сбрасываться с высоты 5—6 м.

Уплотнение грунтов выполнялось при их природной влажности. При влажности, близкой к оптимальной и отличающейся не более чем ±0,04, требуемая глубина уплотнения достигалась при 12—14 ударах трамбовки по одному следу. При более низкой влажности увеличивалось количество ударов трамбовки и высота ее сбрасывания до указанных выше значений.

В местах залегания переувлажненных грунтов, приуроченным к так называемым просадочным блюдцам, в процессе уплотнения происходил выпор грунта и не достигалась требуемая глубина и степень уплотнения грунтов. В этих местах переувлажненный грунт выбирался на всю его толщину или требуемую глубину уплотнения и заменялся лессовым суглинком с влажностью, близкой к оптимальной.

Уплотнение грунтов тяжелыми трамбовками производилось круглогодично с отдельными перерывами лишь в течение декабря, января, февраля. Стоимость 1 м^2 уплотнения грунтов основания на глубину 2 м согласно установленной для города расценке 0,3—0,4 руб., а средняя производительность 150 м^2 уплотненного основания в смену. В среднем в год уплотнение выполнялось на площади около 30 тыс. м^2, объем уплотненного тяжелыми трамбовками грунта более 70 тыс. м^3.

Сжимаемость и модуль деформации уплотненных на глубину 2,5 м тяжелыми трамбовками лессовидных суглинков определялись путем испытания их опытными фундаментами размером в плане 1,4×1,41 м и площадью 2 м^2 с замачиванием на последней ступени загрузки. Результаты испытаний показали, что уплотнение просадочных лессовидных суглинков обеспечивает практически полное исключение просадок и снижение их сжимаемости в 10—12 раз. Модуль деформации уплотненного грунта при давлении на грунт 0,2—0,43 МПа равнялся 22,5—17,5 МПа, после полного водонасыщения снизился до 14 МПа. Зависимости осадки от нагрузки имеют четко выраженный линейный характер, что свидетельствует о том, что несущая способность уплотненного грунта при нагрузке 0,43 МПа еще не исчерпана.

Результаты наблюдений за осадками зданий детсадов, магазинов, школ, жилых домов высотой до 5 этажей показали, что стабилизировавшиеся осадки их фундаментов на уплотненных тяжелыми трамбовками просадочных грунтах составляют 10—25 мм, т. е. значительно меньше предельно допустимых. При этом никаких деформаций в конструкциях зданий не наблюдается.

Глава X. УСТРОЙСТВО ГРУНТОВЫХ ПОДУШЕК

ОСОБЕННОСТЬ И ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

Под грунтовой подушкой понимается слой уплотненного грунта в пределах деформируемой зоны основания, полученный путем послойной отсыпки местных грунтов с последующим их послойным уплотнением укаткой или трамбованием.

Грунтовые подушки устраиваются путем отрывки котлована, глубиной, превышающей отметку заложения фундаментов на принятую толщину грунтовой подушки. Дно котлована планируется под одну отметку или отдельными террасами. Верхний слой разрыхленного при планировке грунта уплотняется до проектной плотности, после чего производится отсыпка грунта в подушку отдельными слоями. Для подушек используются местные грунты с влажностью, близкой к оптимальной. После уплотнения одного слоя проверяется качество выполненных работ и при обеспечении требуемой степени плотности производятся отсыпка и уплотнение следующих слоев.

Так же, как и при поверхностном уплотнении тяжелыми трамбовками устройство грунтовых подушек обеспечивает создание в основании фундаментов слоя непросадочного грунта, обладающего повышенными прочностными характеристиками, малой сжимаемостью в водонасыщенном состоянии и низкой фильтрационной способностью. В связи с этим грунтовые подушки часто устраивают на просадочных грунтах со II типом грунтовых условий для создания маловодопроницаемого экрана.

Грунтовые подушки применяются в тех случаях, когда отсутствует крановое оборудование для поверхностного уплотнения тяжелыми трамбовками, степень влажности лессового грунта более 0,70 и не может быть осуществлено поверхностное уплотнение переувлажненных грунтов, а также при необходимости получения уплотненного слоя грунта значительной толщины. В последнем случае применяется двухслойное уплотнение путем сочетания поверхностного уплотнения тяжелыми трамбовками с устройством поверху уплотненного слоя грунта грунтовой подушкой.

При применении грунтовых подушек на площадках с I типом грунтовых условий в пределах всей толщины деформируемой зоны от нагрузки фундаментов полностью устраняется возможность проявления просадки грунтов.

На площадках со II типом грунтовых условий грунтовые подушки устраняют частично или полностью просадку грунта только в пределах деформируемой зоны от нагрузки фундаментов. При этом возможность проявления просадки грунта от собственного веса при замачивании сохраняется. В тех случаях, когда на площадках со II типом грунтовых условий по просадочности осуществляется устранение просадочных свойств грунтов от собственного веса путем предварительного замачивания, примене-

ние грунтовой подушки в пределах всей деформируемой зоны от нагрузки фундаментов обеспечивает полное устранение возможности проявления просадки грунтов в основании.

ЭФФЕКТИВНОСТЬ УПЛОТНЕНИЯ ГРУНТОВ УКАТКОЙ

Уплотнение грунтов в подушках выполняется укаткой катками на пневмоколесном ходу, груженными автосамосвалами, скреперами.

На эффективность уплотнения грунтов укаткой наиболее существенно влияет влажность грунтов. Исследования показали, что по условиям проходимости механизмов уплотнение укаткой должно производиться при влажности $W_д$ не выше предельно допустимой и равной

$$W_д \leqslant W_p + k_W I_p, \qquad (139)$$

где W_p — влажность на границе раскатывания; k_W — коэффициент повышения влажности грунта при укатке; I_p — число пластичности.

Коэффициент k_W зависит, в основном, от числа пластичности глинистых грунтов и при $I_p = 0{,}07—0{,}08$ $k_W = 0{,}6$; а при $I_p = 0{,}15—0{,}17$ k_W принимается равным 0,3.

Исследования показывают, что при оптимальной влажности формирование уплотненной зоны укаткой практически завершается при десяти проходах катка. С повышением влажности несколько снижается необходимое количество проходов катка, но одновременно уменьшается максимальная объемная масса скелета в зоне контакта механизма с грунтом. При снижении влажности грунта ниже оптимального значения наблюдается процесс замедления формирования уплотненной зоны и стабилизации уплотнения в этом случае наступает только после 15—16 проходов катка.

Максимальная глубина уплотненной зоны достигается при влажности грунта близкой к оптимальной. При переувлажнении или снижении влажности глубина уплотненной зоны существенно снижается.

В зоне контакта колеса с грунтом фактически при первых двух проходах достигается максимальная степень плотности в соответствии с влажностью грунта. Дальнейшее увеличение числа проходов приводит к развитию глубины уплотнения при одновременном снижении интенсивности развития уплотнения по глубине.

По характеру работы, возможностям и маневренности к колесным уплотняющим механизмам приближается самоходная трамбующая машина Д-471 на базе гусеничного трактора Т-100. Машина Д-471 оборудована двумя свободно падающими плитами размером $1{,}1 \times 0{,}9$ м, с высотой сбрасывания плит 1,1 м. Уплотнение ведется при непрерывном движении, причем каждый

последующий удар смещен относительно предыдущего на 3—5 см, в результате чего обеспечивается 20—30 ударов трамбующей плитой по одному следу. Уже при первом проходе глинистых грунтов реализуется свыше 90% потенциально возможной деформации уплотнения. При втором дополнительно достигается 6—8% деформаций уплотнения, при третьем увеличение деформации уплотнения практически не наблюдается, т. е. для уплотнения глинистых грунтов вполне достаточно двух проходов трамбующей машины Д-471 по одному следу.

ЭФФЕКТИВНОСТЬ УСТРОЙСТВА

Исследование эффективности устройства грунтовых подушек толщиной 1,5—2 м из уплотненных до объемной массы скелета 1,6—1,85 т/м³ лессовидных суглинков выполняли штампами площадью 0,5—1 м² в различных районах СССР. Результаты их для наиболее часто встречающегося состояния основания по влажности — полного водонасыщения, показывают, что модуль дефор-

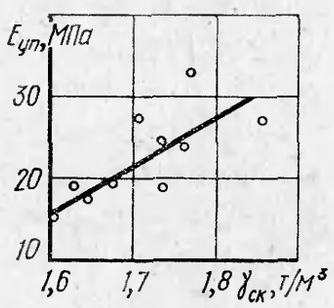


Рис. 56. График зависимости модуля деформации уплотненных лессовидных суглинков от объемной массы скелета грунта.

мации уплотненных лессовидных суглинков по мере повышения объемной массы скелета возрастают (рис. 56). Зависимость между модулем деформации и $\gamma_{ск}$ в интервале ее изменения 1,6—1,85 т/м³ может быть принята линейной при коэффициенте корреляции $r=0{,}74$. Если в водонасыщенном состоянии модули деформации в указанном диапазоне изменения $\gamma_{ск}$ равнялись 15—33 МПа, то при влажности, близкой к оптимальной, 18—68 МПа. Повышение влажности уплотненного грунта до полного водонасыщения в среднем приводит к снижению модуля деформации в 1,2—1,5 раза, для просадочных грунтов естественного сложения 5—10 раз и не более.

Результаты испытаний штампами подушек различной толщины на лессовидных суглинках Яванской долины (Таджикская ССР) показывают, что увеличение толщины подушек $h_{уп}$ и отношения $h_{уп}$ к ширине штампа b приводит к повышению модуля деформации основания в водонасыщенном состоянии $E_{уп}$ и предельного давления на основание $P_{пред}$. В данном случае за величину предельного давления на основание при наличии грунтовой подушки ограниченной толщины принималось давление, равное условному пределу пропорциональности на графике зависимости осадки от давления на водонасыщенный грунт.

Наиболее интенсивное повышение модуля деформации основания E и коэффициента увеличения предельного давления на грунт k наблюдается при увеличении толщины подушки до (0,75—1) b. При толщине подушки 0,25 b (модуль деформации увеличивается в 2,5 раза, а коэффициент k в 1,5 раза. Дальнейшее повышение толщины подушки с 0,5 до 0,75 b приводит к увеличению модуля деформации всего лишь в 1,2—1,4 раза, а коэффициент k с 1,65 до 1,75, т. е. для существенного снижения осадок фундаментов и повышения расчетного давления на основания грунтовые подушки на просадочных грунтах достаточно делать толщиной (0,5—0,75) b. При устройстве грунтовых подушек с целью создания в основании маловодопроницаемого экрана толщина их соответствующим образом должна увеличиваться.

ПРОЕКТИРОВАНИЕ

В проекте на устройство грунтовых подушек должны быть указаны: толщина и размеры грунтовой подушки в плане в пределах отдельных фундаментов или зданий и сооружений; план планировки котлована для устройства грунтовых подушек; рекомендуемые виды грунтов для возведения грунтовых подушек; значения оптимальной влажности рекомендуемых видов грунтов; требуемая объемная масса скелета грунта в подушке; толщина отсыпаемых слоев; типы грунтоуплотняющих механизмов и ориентировочное количество их проходов для уплотнения грунтов до требуемой степени плотности; расчетное давление на уплотненный грунт подушки.

Необходимая толщина грунтовой подушки определяется из условия полного устранения просадочных свойств грунтов в пределах деформируемой зоны от нагрузки фундаментов. При значительной толщине грунтовой подушки ее допускается уменьшать и выполнять грунтовые подушки только в пределах верхних частей деформируемой зоны. При этом возможная толщина грунтовой подушки при частичном устранении просадочных свойств грунтов в пределах деформируемой зоны определяется расчетом по деформациям, исходя из того, что суммарные осадки и просадки фундаментов зданий и сооружений не должны превышать предельно допустимых для них величин.

При возведении зданий и сооружений, малочувствительных к неравномерным просадкам, и особенно малоэтажных с нагрузкой на ленточный фундамент до 150 кН/м столбчатый до 600 кН толщина грунтовой подушки может быть сокращена

$$h_{\text{под}} = \frac{p - p_{\text{пр}}}{p_{\text{пр}}} b, \qquad (140)$$

где p — принятая средняя величина давления на грунт по подошве фундамента; $p_{\text{пр}}$ — начальное просадочное давление грунта, залегающего ниже грунтовой подушки; b — ширина фундамента, см.

Давление по подошве фундамента на грунтовую подушку толщиной не менее 50 см, исходя из исключения просадок грунта в пределах деформируемой зоны,

$$p = p_{\text{пр}} \left(\frac{h_{\text{под}}}{b} + 1 \right). \qquad (141)$$

Размеры грунтовых подушек в плане назначаются в зависимости от размеров фундаментов, их конфигурации в плане, принятого давления на грунт, целевого назначения применения грунтовых подушек, удобства производства земляных работ и т. п. При необходимости создания сплошного маловодопроницаемого экрана грунтовые подушки устраивают в пределах всего здания или сооружения. Размеры грунтовых подушек в этом случае назначаются исходя из условия отвода аварийных вод за пределы деформируемой зоны грунта в основании фундаментов и должны выступать в стороны от наружной грани фундаментов на ширину не менее 1,5 м.

При устройстве подушек только с целью ликвидации просадочных свойств грунтов в наиболее напряженной зоне основания фундамента ширина грунтовой подушки $b_{\text{под}}$ и длина ее $l_{\text{под}}$ понизу определяются по приближенным формулам

$$b_{\text{под}} = b \cdot (1 + 2k_{\text{п}}), \qquad (142)$$

$$l_{\text{под}} = l + b \cdot 2k_{\text{п}}, \qquad (143)$$

где b и l — соответственно ширина и длина фундамента или здания; $k_{\text{п}}$ — коэффициент, учитывающий характер распределения горизонтальных деформаций в основании фундаментов при просадке грунта и принимаемый равным при:

$p = 0{,}15$—$0{,}2$ МПа, $k_{\text{п}} = 0{,}3$; $p = 0{,}25$—$0{,}3$ МПа; $k_{\text{п}} = 0{,}35$; $p = 0{,}35$—$0{,}4$ МПа; $k_{\text{п}} = 0{,}4$.

Выбор грунта для устройства грунтовых подушек производится в основном в зависимости от местных грунтовых условий и целевого назначения применения подушек. При возведении грунтовых подушек с целью создания сплошного водонепроницаемого экрана необходимо применять лессовидные глины и суглинки, так как в этих случаях достигается небольшая их водонепроницаемость. Дренирующие материалы (песок, шлак и т. п.) для устройства грунтовых подушек допускается применять с учетом их технико-экономических показателей только на площадках с I типом грунтовых условий по просадочности.

Грунтовые подушки должны устраиваться из однородных грунтов оптимальной влажности. При уплотнении грунта в подушках трамбованием оптимальная влажность принимается равной $W_0 = W_p - (0{,}01$—$0{,}03)$; при уплотнении укаткой — равной влажности на границе раскатывания W_p. При влажности грунта, применяемого для возведения подушки, ниже оптимальной более чем на 0,03 (в абсолютном значении) должно производиться до-

увлажнение его до оптимальной влажности. Необходимое количество воды определяется по формуле (138).

При устройстве грунтовых подушек с целью ликвидации просадочных свойств основания объемная масса скелета грунта должна быть не менее 1,6—1,65 тс/м^3, но не менее величины, при которой просадка грунта исключается, а при устройстве подушек с целью создания сплошного водонепроницаемого экрана — не менее 1,7 т/м^3.

Таблица 4

Механизм	Толщина слоя в уплотненном состоянии, м	Количество проходов (ударов трамбовки)
Пневмокатки массой, т:		
25	0,5	10—12
40	0,7	10—12
Груженые автомашины		
БелАЗ	0,7	8—12
КрАЗ	0,5	10—12
МАЗ	0,4	10—12
Тракторы Т-100, Т-140	0,2	8—10
Трамбующие машины Д-471	1,0	2—3

Толщина отсыпаемых слоев в грунтовых подушках из лессовидных грунтов, типы грунтоуплотняющих механизмов и ориентировочное количество проходов для уплотнения грунтов до коэффициента $k_y = 0{,}93—0{,}95$ принимается по табл. 4.

При необходимости уплотнения грунтов до $k_y = 0{,}98$ указанная в табл. 4 толщина слоя снижается на 20—25%.

ПРОИЗВОДСТВО РАБОТ

Основным оборудованием при устройстве грунтовых подушек являются грунтоуплотняющие механизмы. Выбирают их в зависимости от объема, фронта работ, сроков выполнения, вида применяемого грунта, наличия необходимых механизмов и т. п.

При больших объемах уплотняемых грунтов и при достаточном фронте работ для маневрирования машин целесообразно применять производственные машины, например трамбующие машины Д-471, тяжелые катки на пневмоколесном ходу.

При ограниченном фронте работ, а также в стесненных условиях для уплотнения грунтов наиболее целесообразны самоходные катки, скреперы-катки, тракторы, тяжелые трамбовки, трамбующие машины.

Уплотнение грунтов тяжелыми трамбовками и трамбующими машинами целесообразно при производстве работ в дождливое или зимнее время, так как, отсыпая грунты слоями значи-

тельной толщины, удается сохранить их оптимальную влажность и талое состояние грунта в пределах всего уплотняемого слоя и в течении сравнительно долгого времени.

При устройстве грунтовых подушек под фундаменты зданий последовательно осуществляются отрывка котлованов до проектной отметки, подвозка, отсыпка и разравнивание грунта, послойное уплотнение, контроль качества и приемка работ.

Котлованы отрывают по всей площади или отдельными участками на глубину, превышающую принятую толщину подушки. Планировка дна котлована при больших размерах осуществляется с уклоном к приемному колодцу-зумпфу, чтобы иметь возможность с помощью насосов удалять атмосферную воду. Для удобства производства работ траншеи под фундаменты отдельно стоящих колонн отрывают сплошной лентой вдоль основных рядов колонн и устанавливают грунтовые подушки также в виде сплошных лент, а не на отдельных участках. В результате этого объем земляных работ несколько увеличивается, но значительно улучшаются условия послойного уплотнения механизмами, снижается их стоимость и повышается производительность труда по сравнению с этими же показателями при рытье траншей под отдельные фундаменты.

Грунт в подушки отсыпают отдельными горизонтальными слоями, разравнивают бульдозерами и сразу же уплотняют до требуемой степени плотности. При использовании грунтов с пониженной влажностью доувлажнение их должно производиться в карьере или резерве до начала отсыпки в подушку.

Глинистые грунты наиболее эффективно уплотняются катками на пневматических шинах после предварительной подкатки отсыпанного слоя бульдозерами.

При доставке грунта на место отсыпки автомобилями или скреперами можно использовать их для уплотнения отсыпанного слоя. В этих случаях их движение необходимо организовать так, чтобы уплотнение отсыпанного слоя грунта производилось по возможности равномерно. В дальнейшем, если степень плотности окажется недостаточной, следует доуплотнить грунт катками или трамбовками.

После уплотнения каждого слоя определяются объемная масса скелета и влажность уплотненного грунта. При уплотнении укаткой и толщине отсыпаемого слоя не более 30 см пробы грунта отбирают из середины каждого слоя, а при большей — на глубину 2/3—3/4 толщины слоя. При уплотнении трамбованием пробы грунта отбирают через 0,25—0,5 м, но не менее трех в каждом пункте. Пункты для отбора проб грунта располагают равномерно по всей уплотняемой площади из расчета один на каждые 100—200 м^2. Уплотнение признается удовлетворительным, если фактическая объемная масса скелета уплотненного грунта менее требуемой не более чем на 0,05 т/м^3. Причем количество проб с плотностью грунта, отклоняющейся от проектной,

не должно превышать 10% от общего количества, отобранного на проверяемом участке.

Если требуемая плотность грунта не достигнута, увеличивается число проходов по одному следу, а в некоторых случаях применяются более тяжелые механизмы и трамбовки.

Грунтовые подушки из местных лессовидных грунтов широко применяются при строительстве жилых и гражданских зданий на просадочных грунтах в районах Приднепровья, Молдавии, Средней Азии, Казахстана, Поволжья и др.

Наилучшие результаты работ по стоимости, трудоемкости и срокам их выполнения достигаются при одновременном устройстве грунтовых подушек на больших площадях или сразу под несколько зданий, когда дальность отвозки и доставки грунта не превышает 0,2 км; отрывка, транспортировка и уплотнение грунта осуществляются скреперами, работы организованы непрерывным потоком с большой интенсивностью.

Технико-экономическое сравнение различных технологических схем устройства грунтовых подушек показывает, что при отрывке котлованов экскаватором, вывозке грунтов на расстояние до 1 км в резерв и последующей доставке их автосамосвалами стоимость 1 м^3 грунтовой подушки составляет 0,7 руб., трудоемкость 0,033 чел.-дня. При применении для этих целей скреперов с перемещением грунта до 0,2 км стоимость снижается до 0,33 руб., а трудоемкость до 0,012 чел.-дня.

Глава XI. ФУНДАМЕНТЫ В ВЫТРАМБОВАННЫХ КОТЛОВАНАХ

ОСОБЕННОСТИ И ОСНОВНЫЕ МЕТОДЫ УСТРОЙСТВА

В последнее время сформировалось и успешно развивается новое направление в строительстве на просадочных грунтах — устройство фундаментов в уплотненном грунте. Особенность его состоит в том, что в процессе устройства фундаментов под подошвой и вокруг их боковых граней создается уплотненный непросадочный грунт повышенной прочности и несущей способности. Нагрузка от фундаментов по подошве и боковым стенкам передается вначале на уплотненный грунт, а затем на грунты природного сложения, благодаря чему достигается более высокая несущая способность фундаментов.

К новому направлению устройства фундаментов относятся забивные призматические и особенно пирамидальные сваи, забивные блоки, набивные сваи в пробитых скважинах, виброштампованные сваи и главными представителями этого направления являются фундаменты в вытрамбованным котлованах [15, 41, 44, 47].

Сущность метода устройства фундаментов в вытрамбованных котлованах состоит в том, что котлованы под отдельные фундаменты не отрываются, а вытрамбовываются на необходимую глубину с последующим заполнением вытрамбованного котлова-

на бетоном враспор или реже установкой сборного элемента. Для повышения несущей способности грунтов под фундаментами в дно вытрамбованного котлована втрамбовывается порциями жесткий грунтовой материал (щебень, песчанно-гравийная смесь, крупный песок и т. п.).

Вытрамбовывание котлованов производится после планировки застраиваемого участка с отметки основания пола. Благодаря сочетанию в одном процессе уплотнения грунта и образования котлована резко сокращается (в 3—6 раз) объем земляных работ, связанных с отрывкой и обратной засыпкой котлованов, а при бетонировании фундаментов в распор практически полностью исключаются опалубочные работы. Наличие уплотненной зоны под котлованом и вокруг его наклонных боковых стенок позволяет существенно снизить размеры фундаментов. В результате этого применение методов устройства фундаментов в вытрамбованных котлованах по сравнению с обычными столбчатыми и ленточными фундаментами, а также свайными позволяет существенно снизить расход бетона, металла, стоимость и трудоемкость работ по устройству их.

Для вытрамбовывания котлованов используют краны-экскаваторы, тракторы с навесным оборудованием, включающим направляющую штангу, каретку и трамбовку. Направляющая штанга длиной 8—12 м обеспечивает вертикальность падения трамбовки в одно место. Трамбовку изготавливают по форме будущего котлована. В плане она может быть квадратной, прямоугольной, шестигранной высотой от 1 до 3,5 м. Каретка обеспечивает скольжение трамбовки по направляющей штанге.

Вытрамбовывание котлованов производят путем сбрасывания трамбовки по направляющей штанге с высоты 4—8 м в одно место. Для вытрамбовывания котлованов под обычные столбчатые фундаменты (без уширения основания) на глубину 1 м требуется 10—16 ударов, или 2—4 мин, а котлованов глубиной до 3 м с уширенным основанием с учетом втрамбовывания в дно жесткого материала — около 40—60 ударов, т. е. 10—20 мин.

Разработаны и успешно применяются методы устройства в вытрамбованных котлованах столбчатых фундаментов без уширения основания; с уширенным основанием, получаемым путем втрамбовывания в грунт жесткого грунтового материала; ленточных прерывистых (рис. 57). Кроме этого, проводятся работы по разработке конструкций и методов устройства фундаментов с несущим слоем, создаваемым путем втрамбовывания под фундаментом и вокруг него жесткого грунтового материала с повышенной прочностью, сборных фундаментов с уширенным основанием, арочных фундаментов под несущие стены и др.

В зависимости от особенностей грунтовых условий фундаменты в вытрамбованных котлованах применяются: на просадочных лессовых, покровных глинистых, насыпных глинистых грунтах с числом пластичности $I_p > 0{,}03$; при объемной массе скелета

грунта $\gamma_{ск} \leqslant 1{,}65$ т/м³. В отдельных случаях возможно применение фундаментов в вытрамбованных котлованах: в супесях с числом пластичности $I_p < 0{,}03$, а также в мелких и пылеватых песках; в плотных глинистых грунтах с объемной массой скелета более 1,65 т/м³; в грунтах со степенью влажности более $G > 0{,}75$;

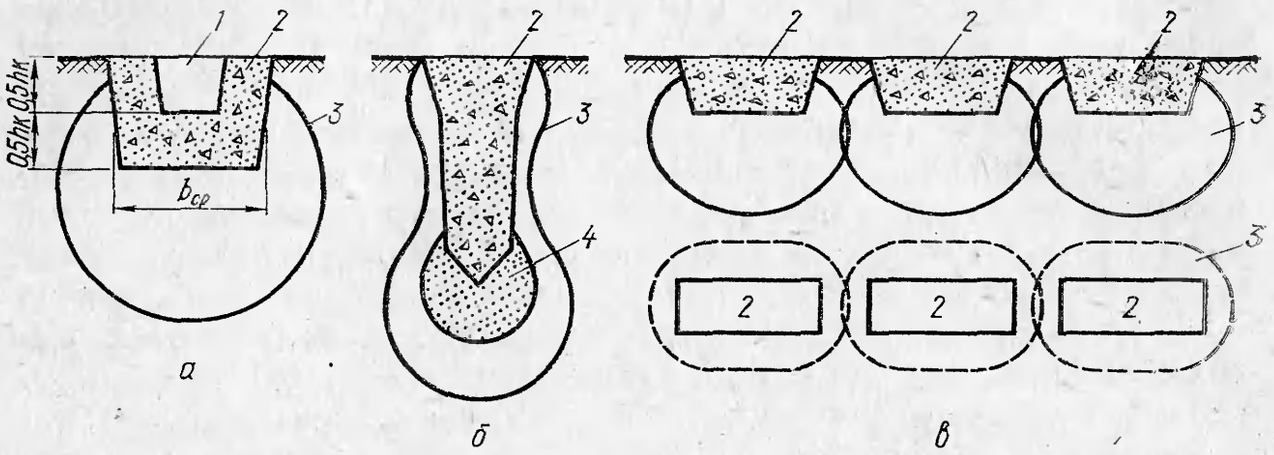


Рис. 57. Основные виды фундаментов в вытрамбованных котлованах:

а — столбчатый без уширения; *б* — с уширенным основанием; *в* — разрез и план ленточного прерывистого; *1* — стакан для установки колонны; *2* — фундамент; *3* — уплотненная зона; *4* — вытрамбованный жесткий грунтовый материал.

На просадочных грунтах со II типом грунтовых условий фундаменты в вытрамбованных котлованах допускается применять при условии, если суммарная величина просадки грунта от собственной массы и осадки фундамента от его нагрузки не превышает предельно допустимых величин для проектируемых зданий и сооружений.

Исходя из конструктивных особенностей проектируемых зданий и сооружений столбчатые фундаменты в вытрамбованных котлованах целесообразно применять для каркасных промышленных, гражданских и сельскохозяйственных зданий при вертикальной нагрузке на них до 2000 кН; ленточные прерывистые фундаменты — для бескаркасных жилых и промышленных зданий при нагрузке до 300 кН/м.

ВЛИЯНИЕ РАЗЛИЧНЫХ ФАКТОРОВ

Вытрамбовывание котлованов сопровождается повышением его глубины по мере увеличения количества ударов трамбовки. В процессе вытрамбовывания котлованов происходят вертикальные и горизонтальные перемещения грунтов в пределах уплотненной зоны. Максимальная величина вертикальных перемещений наблюдается у поверхности дна котлована и с глубиной уменьшается. Горизонтальные перемещения по оси котлована равняются нулю, а по мере удаления от оси на расстояние 0,5 с увеличиваются до максимальной величины и затем вновь умень-

шаются до нуля. За пределами зоны уплотнения происходит выпор грунта вверх.

Эффективность вытрамбовывания котлованов определяется в основном площадью, весом, высотой сбрасывания, количеством ударов трамбовки, а также влажностью, степенью плотности и прочности грунта. С увеличением веса и удельного статического давления на грунт, высоты сбрасывания трамбовки эффективность вытрамбовывания котлованов возрастает, а с повышением площади трамбовки снижается. По мере повышения площади трамбовки, ее ширины или диаметра, высоты сбрасывания возрастает степень разрыхления грунта на дне и особенно на стенках котлована в верхней части на глубину 0,2—0,4 м. Разрыхление грунта вызывается главным образом тем, что при падении трамбовки в котлован образуется воздушная подушка и сжатый воздух, вырываясь наружу, разрывает стенки котлована. Поэтому при больших размерах трамбовок ($b>1{,}2$ м) целесообразно предусматривать в них вертикальное отверстие диаметром 10—20 см.

Применение трамбовок с заостренной подошвой по сравнению с плоской несколько повышает эффективность вытрамбовывания, уменьшается разуплотнение стенок котлованов за счет снижения возможного образования воздушной подушки под подошвой трамбовки.

По мере повышения степени плотности, структурной прочности, а также снижения влажности эффективность вытрамбовывания котлованов снижается и требуется большое количество ударов трамбовки для вытрамбовывания котлованов на заданную глубину. В связи с этим возможность вытрамбовывания котлованов в глинистых грунтах в зависимости от их структурной прочности ограничивается объемной массой скелета 1,65 т/м^3. В насыпных глинистых грунтах понижение дна котлована за один удар трамбовки обычно в 1,3—1,8 раза больше, чем в аналогичных грунтах с природной структурой.

При низкой влажности грунтов менее чем на 0,04—0,06 влажности на границе раскатывания происходит не только снижение эффективности вытрамбовывания, но и интенсивное разуплотнение грунта на верхней части стенок котлована с частичным его обрушением. В подобных случаях для повышения связности грунтов и получения правильной формы котлованов необходимо грунт доувлажнять до начала или в процессе вытрамбовывания котлованов.

При повышенной влажности грунтов, на 0,01—0,03 превышающей влажность на грунте раскатывания, эффективность вытрамбовывания котлованов возрастает, но одновременно происходит налипание грунта на боковые грани трамбовки, засасывание трамбовки в котловане. Значительное снижение этих явлений может быть достигнуто периодической подсыпкой в котлован песка, благодаря чему на поверхности котлована в процессе его

вытрамбовывания образуется слой из песчано-глинистого грунта. Повышенная влажность грунтов оказывает неблагоприятное влияние на снижение степени плотности грунта в уплотненной зоне и несущую способность грунта в основании фундаментов.

В результате вытрамбовывания под котлованом и вокруг него образуется уплотненная зона грунта (см. рис. 57), имеющая в поперечном сечении чаще всего форму усеченного эллипса, глубиной ниже дна котлована 1,5 $b_{ср}$ и шириной около $2b_р$ (здесь $b_{ср}$ — ширина котлована в среднем сечении на глубине 0,5 $h_к$. В пределах уплотненной зоны объемная масса скелета грунта с глубиной и в стороны от оси котлована уменьшается от максимального значения, соответствующего полному заполнению пор грунта водой и равного 1,75—1,95 т/м³ до природного. Максимальные размеры уплотненной зоны достигаются в грунтах с оптимальной влажностью, а максимальное значение объемной массы скелета — при пониженной на 0,02—0,04 влажности грунта.

ФУНДАМЕНТЫ БЕЗ УШИРЕННОГО ОСНОВАНИЯ

Исследования осадок фундаментов в вытрамбованных котлованах при вертикальных нагрузках выполнялись в различных районах Молдавской ССР, Тольятти, Набережные Челны, Луцке, Полтаве и других городах на площадках, сложенных просадочными грунтами с I типом грунтовых условий по просадочности. Фундаменты испытывались после замачивания грунта основания до полного водонасыщения с таким расчетом, чтобы степень влажности составляла не менее 0,8.

Результаты испытаний опытных фундаментов в вытрамбованных котлованах, приведенные на рис. 58, показывают, что несущая способность их на вертикальные нагрузки оказывается достаточно высокой. Практически во всех случаях до давлений 0,8—1,0 МПа зависимость имеет линейный вид, что свидетельствует о том, что несущая способность уплотненного грунта в основании фундаментов в процессе испытаний не была исчерпана. При давлениях на грунт до 0,6 МПа осадки фундаментов в вытрамбованных котлованах составляют 5—55 мм, что значительно меньше допустимых. При этих давлениях модули деформации уплотненных грунтов при их полном водонасыщении равняются 10—15 МПа. Причем большие значения модулей деформации относятся к случаям, когда вытрамбовывание котлованов производилось при влажности на 0,02—0,04 меньше оптимальной и объемная масса скелета грунта в уплотненной зоне составляла не менее 1,70—1,75 т/м³. Более низкие значения модулей деформации, равные 10—15 МПа, наблюдаются при вытрамбовывании котлованов в грунтах с повышенной влажностью, когда объемная масса скелета грунта в уплотненной зоне составляет 1,6—1,7 т/м³.

На горизонтальные нагрузки испытывались фундаменты раз

мером понизу 1,2×1,2 м, поверху 1,4×1,4 м и глубиной 1,1 м (кривые *3*, *4*, *6*, *7* на рис. 59), а также размером понизу 0,6××0,8 м, поверху 0,9×1,1 м, глубиной 1,5 и 1 м (кривые *2*, *5*, *8*—*11* на рис. 59).

Для выявления роли боковых стенок вытрамбованных котлованов в работе фундамента на горизонтальную нагрузку по одному фундаменту каждого размера испытывалось с откопанными боковыми стенками.

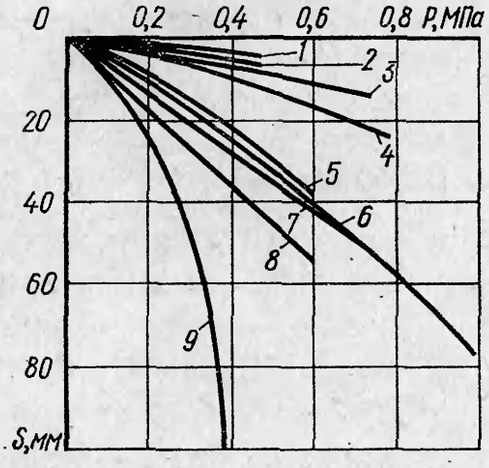


Рис. 58. Зависимость осадок фундаментов в вытрамбованных котлованах от нагрузки:

1, *2* — F=0,48 м², h=1,5 (МССР); *3* — F=0,95 м², h=2,4 м (Тольятти); *4* — F=1,44 м², h=1,2 м (Оргеев); *5* — F=1,69 м², h=1,1 м (Набережные Челны); *6* — F=0,72 м², h=1,5 м (Бульбоки); *7* — F=1,44 м², h=1,2 м (Кишинев); *8* — F=1,44 м², h=1,1 м (Леово); *9* — на естественном основании, F=1,44 м² (Кишинев).

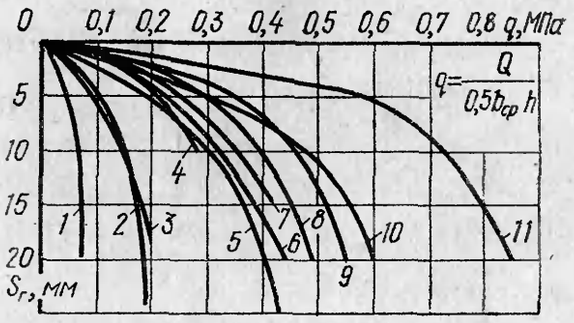


Рис. 59. Зависимость горизонтальных перемещений верха фундаментов от приведенной величины горизонтальной нагрузки q по боковой поверхности:

1 и *3* — фундамент с откопанными боковыми стенками при p=0,2 МПа и 0,3 МПа; *2*, *8*, *10*, *11* — при $F_{ср}$=0,75 м² и p соответственно равными 0; 0,2; 0,4; и 0,6 МПа; *5*, *9* — при F=0,75 м², h=1,0 м и p соответственно 0,2 и 0,4 МПа; *4*, *6*, *7* — при F=1,7 м², h=1,1 м и p соответственно 0,3; 0,5 и 0,6 МПа; Q — горизонтальная нагрузка; $b_{ср}$ — ширина фундамента в среднем сечении.

Испытания фундаментов на горизонтальную нагрузку производились при различных вертикальных давлениях по подошве. Вертикальная нагрузка на фундамент передавалась ступенями через металлические пластины с катками между ними. Горизонтальная нагрузка прикладывалась в уровне верха фундаментов, в результате чего по подошве создавался момент $M=Qh$. Испытания всех фундаментов вели в условиях полного водонасыщения грунта при степени влажности $G \geqslant 0{,}8$.

Анализ полученных данных указывает на весьма существенную роль боковых стенок вытрамбованных котлованов на восприятие горизонтальных нагрузок. В частности, при допускаемом горизонтальном перемещении 10 мм для фундаментов с откопанными боковыми стенками величины q составили (кривая *1* и *3*) 0,05 и 0,14 МПа, а при включении в работу боковых стенок они увеличиваются (кривые *4* и *8*) до 0,25 и 0,32 МПа. При этом, чем

меньше площадь подошвы фундамента, тем больше роль боковых стенок в восприятии горизонтальных нагрузок.

Величина горизонтальной нагрузки q, которая может быть передана на фундамент, зависит от вертикальной нагрузки p и с увеличением ее возрастает. Повышение глубины вытрамбовывания не приведет к существенному повышению величины q.

В отношении работы на горизонтальные нагрузки наиболее благоприятными являются прямоугольные в плане фундаменты с расположением длинной стороны перпендикулярно к действию горизонтальной нагрузки. В этом случае при одном и том же расходе бетона предельные горизонтальные нагрузки на фундамент возрастают на 12—18%.

ФУНДАМЕНТЫ С УШИРЕННЫМ ОСНОВАНИЕМ

Особенность устройства фундаментов в вытрамбованных котлованах с уширенным основанием состоит в том, что котлованы вытрамбовываются на глубину 2—3,5 м удлиненной трамбовкой с заостренным концом под углом 60—90° (рис. 60). Затем в кот-

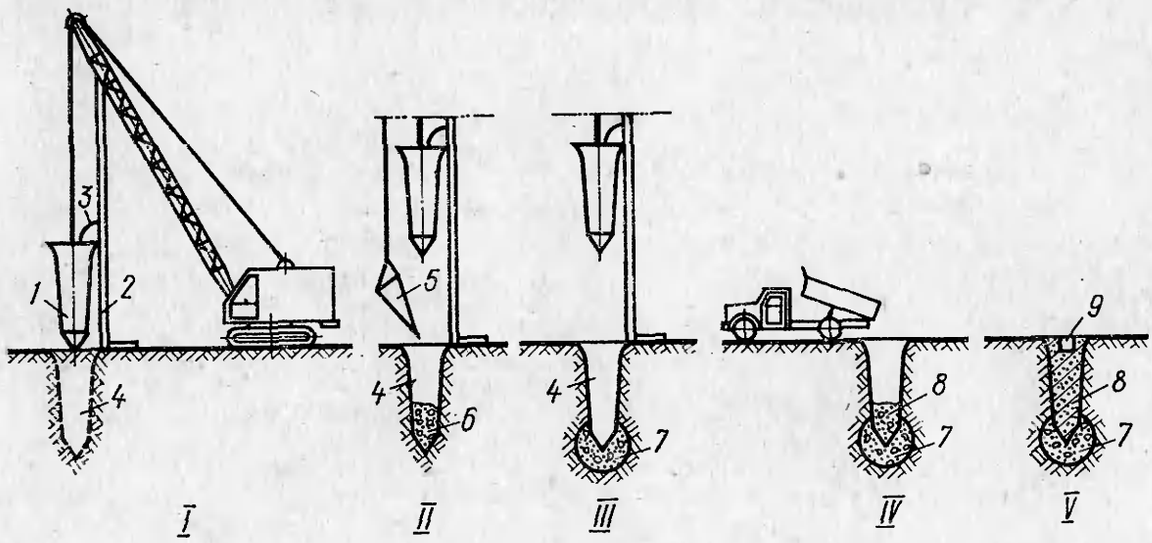


Рис. 60. Технологическая схема устройства фундаментов в вытрамбованных котлованах с уширенным основанием:

I — установка трамбовки и вытрамбовывание котлована; II — засыпка в котлован жесткого материала; III — втрамбовывание жесткого материала в дно котлована; IV — бетонирование фундамента; V — готовый фундамент; *1* — трамбовка; *2* — направляющая штанга; *3* — каретка; *4* — котлован; *5* — бункер с жестким материалом; *6* — жесткий материал; *7* — втрамбованный в грунт жесткий материал; *8* — бетон фундамента; *9* — стакан для установки колонны.

лован отдельными порциями высотой 0,6—1,2 м отсыпается жесткий грунтовый материал (щебень, гравий, песчано-гравийная смесь, крупный песок и т. п.) с уплотнением каждой порции той же трамбовкой. В результате втрамбовывания жесткого материала в основании котлована создается уширение с увеличением размеров уплотненной зоны грунта по глубине и в плане.

Исследования метода устройства фундаментов с уширенным основанием показали, что на интенсивность вытрамбовывания и качество котлованов существенное влияние оказывает влажность грунтов. Вытрамбовывание котлованов в лессовых грунтах

с влажностью до 0,08—0,1 вызывает их растрескивание в поверхностном слое. При повышении влажности до 0,14—0,16 котлованы строго соответствуют форме трамбовки и имеют ровные края. При влажности грунтов выше 0,22—0,24 наблюдалось засасывание трамбовки в котловане.

При отработке создания уширенного основания было установлено, что форма, размер уширения в нижней части котлована зависят от размера трамбовки в нижней части, объема засыпанного в котлован жесткого материала и его вида. С увеличением крупности щебня до 20—40 мм размеры щебеночной подушки в плане возрастают на 10—15%. Максимально возможный диаметр щебеночной подушки из щебня под котлованом в лессовидных и покровных суглинках и супесях составляет (1,8—2,2) d (d — диаметр котлована понизу) и с повышением степени плотности грунтов снижается. Форма щебеночной подушки в поперечном сечении также зависит от степени плотности грунтов и изменяется от шарообразной до эллипсовидной.

Анализ объемной массы скелета грунта по образцам, отобранным вокруг вытрамбованных котлованов, показал, что зона достаточного уплотнения ($\gamma_{ск} \geqslant 1{,}6$ т/м³) распространяется в стороны от краев котлована на расстояние, равное 0,8—1,0 d, т. е. диаметр зоны грунтов с достаточным уплотнением в месте наибольшего уширения равен (3—4) d.

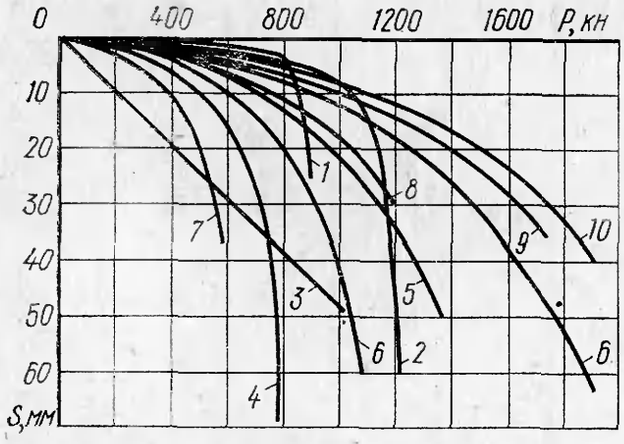


Рис. 61. Графики зависимости осадок от нагрузки для фундаментов в вытрамбованных котлованах и свай (обозначения см. табл. 5).

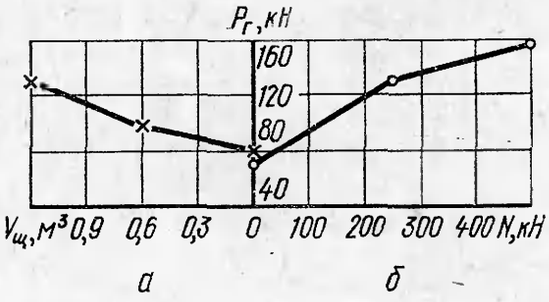


Рис. 62. Графики зависимости несущей способности на горизонтальные нагрузки фундаментов в вытрамбованных котлованах от:

а — объема втрамбованного щебня в основание; *б* — вертикальной нагрузки на фундамент.

Несущая способность фундаментов в вытрамбованных котлованах с уширенным основанием на вертикальные и горизонтальные нагрузки при различном объеме втрамбованного щебня изучалась в городах Набережные Челны, Альметьевске, Кишиневе, Желтые воды, Ленинграде, Полтаве, Черкассах и др. Результаты основных испытаний фундаментов в вытрамбованных котлованах вдавливающей ститической нагрузки для города Набережные Челны приведены на рис. 61 и в табл. 5. Для сопоставления

даны некоторые данные по испытанию забивных и буронабивных свай. Испытания свай и фундаментов в вытрамбованных котлованах (кривые *1—6*) проводились в лессовых просадочных грунтах с толщиной слоя около 8 м при их полном водонасыщении, а фундаментов в вытрамбованных котлованах (кривые *7—10*) в слоистой толще, сложенной супесями и мелкими заиленными песками. Несущая способность свай определялась по СНиП II-17-77, а фундаментов в вытрамбованных котлованах

Таблица 5

Номера кривых (рис. 61)	Вид фундамента	Размер	Глубина	Объем бетона, м³	Несущая способность, кН		Расход бетона на 10 кН, м³
		м			полная	на 1 м³ бетона	
1	Забивные сваи	0,3×0,3	10	0,9	640	710	0,014
2	Буронабивные сваи без уширения	$d=0,6$	10	2,84	880	310	0,032
3	Фундаменты в вытрамбованном котловане без уширения	$b_в=0,15$ $b_н=0,95$	1	1,1	500	450	0,022
4	То же	$d_в=0,8$ $b_н=0,6$	2,5	1	400	400	0,025
5	Фундамент в вытрамбованном котловане с уширенным основанием, $V_щ=0,8$ м³	$d_н=0,6$	2,5	1	1150	1150	0,009
6	То же, $V_щ=2$ м³		2,5	1	1300	1300	0,008
7	Фундамент в вытрамбованном котловане без уширения оснований	$d_в=1$ $d_н=0,8$	2	1,05	320	300	0,035
8	*Фундамент в вытрамбованном котловане с уширенным основанием,*						
9	$V_щ=0,8$ м³	$d_н=0,8$	2	1,05	1200	1150	0,009
	То же, $V_щ=1,6$ м³	$d_н=0,8$	2	1,05	1400	1330	0,008
10	» $V_щ=2$ м³	$d_н=0,8$	2	1,05	1500	1420	0,007

принималась при осадке их равной $\Delta S=\xi S_{доп}=0,3\cdot 10=3$ см. Если несущая способность забивных свай на 1 м³ бетона без учета ростверка составляет 710—310 кН, то фундаментов в вытрамбованных котлованах без уширения 300—450 кН, с уширенным основанием при вытрамбовании 2 м³ щебня — 1420 кН.

Несущая способность фундаментов в вытрамбованных котлованах *с уширенным основанием* на горизонтальные нагрузки по результатам испытаний принималась равной горизонтальной нагрузке, при которой величина горизонтального перемещения верха фундамента составляла 10 мм.

Результаты испытаний в городе Набережные Челны показывают (рис. 62), что несущая способность фундаментов в вытрамбованных котлованах на горизонтальные нагрузки при увеличении объема втрамбованного щебня в основание и вертикальной нагрузки возрастают. В частности, для фундамента глубиной 2 м диаметром понизу 0,8 м и поверху 0,95 м с объемом втрамбованного щебня $V_{щ} = 1{,}2$ м³ увеличение вертикальной нагрузки с 0 до 500 кН приводит к повышению несущей способности на горизонтальную нагрузку с 70 до 157 кН. При вертикальной нагрузке 250 кН втрамбовывание в дно котлована 1,2 м³ щебня обеспечивает увеличение несущей способности фундамента на горизонтальную нагрузку с 82 до 140 кН.

Результаты испытаний свидетельствуют также о весьма высокой несущей способности фундаментов в вытрамбованных котлованах с уширенным основанием на горизонтальные нагрузки.

ЛЕНТОЧНЫЕ ПРЕРЫВИСТЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

Ленточные прерывистые фундаменты в вытрамбованных котлованах характеризуются тем, что котлованы под фундаменты вытрамбовываются через минимально допустимые расстояния, при которых исключаются недопустимые вертикальные и горизонтальные перемещения грунтов, сохраняется правильная форма котлованов, обеспечивается слияние уплотненных зон под отдельными котлованами в общий массив в виде ленты.

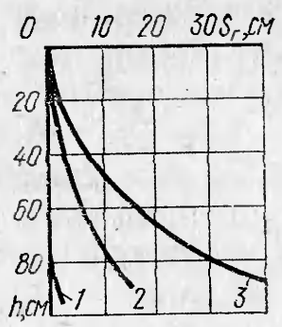


Рис. 63. Зависимость горизонтальных перемещений от глубины котлованов при расстояниях между ними: *1* — 1,4 м; *2* — 1 м; *3* — 0,8 м.

Выполненные исследования в различных грунтовых условиях показали, что горизонтальные в стороны от оси котлована и вертикальные вверх перемещения поверхности грунта вокруг котлована зависят в основном от глубины котлованов и расстояния между ними (рис. 63). Максимальные величины горизонтальных перемещений наблюдаются непосредственно у стенки котлована, а вертикальные — на некотором удалении от нее. По мере уменьшения расстояния между отдельными котлованами величины перемещений возрастают. Одновременно с увеличением горизонтальных перемещений происходит разуплотнение верхнего слоя грунта, сопровождающееся при горизонтальных перемещениях свыше 20 см появлением в нем трещин.

Развитие вертикальных и, главным образом, горизонтальных перемещений на участках грунта, расположенных между отдель-

ными котлованами, происходит вследствие отсутствия достаточного отпора грунта со стороны близрасположенного котлована.

На интенсивность развития вертикальных и горизонтальных перемещений существенно влияют физико-механические характеристики грунтов, энергия удара, форма и размеры трамбовки. При повышении объемной массы скелета, влажности выше оптимальной, структурной прочности грунта, энергии удара, площади трамбовки и, в особенности, ее ширины вертикальные и горизонтальные перемещения поверхности грунта вокруг котлованов возрастают.

С учетом допущения горизонтальных перемещений до 10 см и сохранения правильной формы котлованов по данным выполненных исследований минимальные расстояния поверху между котлованами равняются 0,4—0,8 $b_{ср}$.

При вытрамбовывании котлованов с промежуточными расстояниями не более 1,2 $b_{ср}$ происходит смыкание зон достаточного уплотнения (см. рис. 57, *в*). При этом зоны достаточного уплотнения и зоны распространения уплотнения сохраняют обычную форму в виде усеченного эллипсоида, которая наблюдается у одиночных котлованов.

Результаты исследований по созданию уширений в нижней части котлованов, изучению форм и размеров щебеночной подушки, образующейся ниже дна котлованов, показали: с увеличением объема щебня увеличиваются размеры по глубине и в плане щебеночной подушки;

в насыпных грунтах рыхлого сложения глубина котлованов при одинаковых объемах засыпки незначительно влияет на форму и размеры уширения котлованов и щебеночной подушки;

при втрамбовании щебня в грунт значительно повышаются объемная масса скелета грунта, а также диаметр и глубина уплотненной зоны под котлованами.

Исследования осадок ленточных прерывистых фундаментов выполнялись путем испытания опытных фундаментов в натуральную величину статической нагрузкой в различных районах СССР. Ниже приводятся результаты одного из испытаний в насыпных грунтах, состоящих из однородных лессовых суглинков толщиной 7 м. Фрагмент ленточного прерывистого фундамента состоял из трех фундаментов размером в плане понизу 0,9×0,9 м, поверху 1,1×1,1 м и глубиной 0,9—1,0 м. Расстояния между фундаментами поверху 1 м. Каждый фундамент загружали раздельно. Для сопоставления результатов одновременно испытывали таких же размеров отдельно стоящий фундамент. Осадки фрагмента ленточного фундамента за счет взаимного влияния одного на другой (кривые *1—3* рис. 64) оказываются в 1,3—1,8 раза больше осадок отдельно стоящего фундамента (кривая *4* рис. 64). После наступления предела пропорциональности за счет взаимного влияния осадки увеличиваются более интенсивно по сравнению с осадками отдельно стоящего фундамента.

По результатам испытаний одиночного фундамента модули деформации грунта в основании вытрамбованного котлована в водонасыщенном состоянии при давлениях 0,24; 0,48 и 0,6 МПа соответственно равняются 28,5; 17,2 и 7,5 МПа. Эти данные показывают, что при вытрамбовывании котлованов в насыпных грунтах, состоящих из лессовидных суглинков, давление по по-

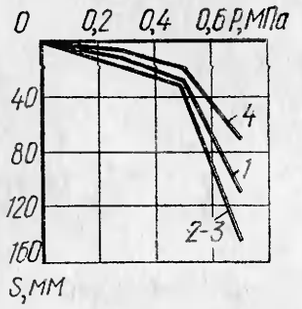


Рис. 64. График зависимости осадок ленточных прерывистых фундаментов в вытрамбованных котлованах от нагрузки.

дошве отдельно стоящих фундаментов в отношении исключения повышенных осадок следует принимать не более 0,45 МПа. Модули деформации грунтов под фундаментами (см. рис. 64, кривые *1—3*), входящими во фрагмент ленточного прерывистого фундамента, при этих же давлениях на грунт оказываются соответственно равными 14,5—11,5 МПа.

ПРОЕКТИРОВАНИЕ

Проект фундаментов в вытрамбованных котлованах разрабатывается на основе материалов инженерно-геологических изысканий, планов, размеров зданий, нагрузок на фундаменты и должен содержать:

— план отрывки котлована под здание или сооружение;

— размеры в плане и глубину вытрамбованных котлованов;

— размеры, высоту сбрасывания трамбовок;

— влажность грунтов, а при необходимости повышения ее до оптимального значения — требуемое количество воды;

— ориентировочные размеры уплотненной зоны;

— минимально допустимые расстояния между котлованами;

— размеры уширений в основании, объем жесткого материала, втрамбовываемого в дно котлована;

— расчетное значение прочностных характеристик и модуля деформации уплотненных грунтов, величину расчетного давления;

— требования по технологии производства, контролю качества работ.

Котлован под здание или сооружение отрывается до отметки основания пола, с которой должны вытрамбовываться отдельные котлованы со срезкой растительного и насыпного грунтов при содержании растительных остатков более 0,05 по весу.

При уклонах местности планировка дна котлована выполняется путем подсыпки местного глинистого грунта оптимальной

влажности с уплотнением его до объемной массы скелета 1,55—1,6 т/м³. Толщина подсыпки не должна превышать величины

$$h_{под} = h_к + 1{,}5b_{ср} + h_{уш}. \quad (144)$$

где $h_к$ — глубина вытрамбовывания котлована; $b_{со}$ — ширина вытрамбованного котлована в среднем сечении; $h_{уш}$ — толщина уширения из жесткого материала.

Фундаменты в вытрамбованных котлованах в плане для каркасных зданий располагаются в соответствии с планом колонн, исходя из того, чтобы под каждую колонну вытрамбовывался

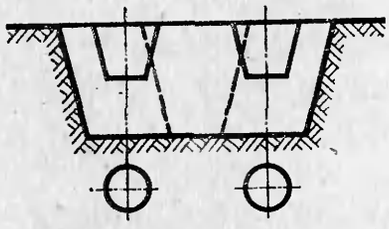


Рис. 65. Фундамент в вытрамбованном котловане в два *следа у осадочного шва.*

отдельный фундамент, а под спаренные колонны у деформационных швов — в два следа (рис. 65).

В бескаркасных зданиях фундаменты в вытрамбованных котлованах располагаются по осям стен на расстояниях, определяемых исходя из нагрузок на фундаменты, планов расположения стен, длины фундаментных балок, прочности панелей технического подполья, возможности вытрамбовывания близко расположенных котлованов.

При расстояниях в свету поверху между фундаментами $a_{мин} \geqslant 2b_{ср}$, они рассматриваются как отдельно стоящие, а при $a_{мин} < 2b_{ср}$, как ленточные прерывистые. Минимально допустимые расстояния в свету поверху между отдельными котлованами ленточных прерывистых фундаментов принимают равными: при последовательном вытрамбовывании котлованов в один этап $a_{мин} = 0{,}8\ b_{ср}$, при вытрамбовывании котлованов и бетонировании фундаментов в два этапа, т. е. через один фундамент $a_{мин} = 0{,}5\ b_{ср}$. Минимальное расстояние в осях между фундаментами в вытрамбованных котлованах с уширенным основанием должны быть не менее $3\ b_{ср}$.

Глубина вытрамбованных котлованов принимается исходя из необходимой глубины заложения фундаментов, а также связи их с каналами, приямками, коммуникациями.

Форма трамбовок в плане при вытрамбовывании котлованов под обычные фундаменты принимается квадратной, прямоугольной или круглой с плоским или заостренным основанием. Уклон боковых стенок трамбовок принимается в пределах 1 : 15— 1 : 5. Для вытрамбовывания котлованов под фундаменты с уширенным основанием принимаются трамбовки квадратной, шестигранной или круглой формы в плане с углом заострения нижнего конца 60—90°. При необходимости восприятия значительных горизонтальных нагрузок, а также увеличения опорной площади верхняя часть трамбовки уширяется путем устройства раструба.

Вес трамбовки назначается исходя из того, чтобы удельное статическое давление по основанию трамбовки было не менее 0,03 МПа для обычных (без уширения основания) и 0,05 МПа для фундаментов с уширенным основанием.

Вытрамбовывание котлованов должно производиться при оптимальной или близкой к ней влажности грунта. Ориентировочное значение оптимальной влажности W_0 для глинистых грунтов принимается $W_0 = W_p$ (0,01—0,03), где W_p —влажность на границе раскатывания, а необходимое количество воды для получения оптимальной влажности грунта под каждый котлован определяется по формуле (138).

Фундаменты в вытрамбованных котлованах рассчитывают по двум предельным состояниям:

первое: по несущей способности фундаментов бетонных и железобетонных элементов; по несущей способности грунта под фундаментами в вытрамбованных котлованах с уширенным основанием; по устойчивости в случаях, когда на фундаменты передаются горизонтальные нагрузки, превышающие вертикальные;

второе: по осадкам грунтов в основании; по горизонтальным перемещениям и углу поворота фундаментов от действия горизонтальных сил и моментов.

Фундаменты в вытрамбованных котлованах с уширенным основанием по несущей способности грунтов рассчитываются по формуле

$$N \leqslant \frac{\Phi}{k_н}, \qquad (145)$$

где N — расчетная вертикальная нагрузка, передаваемая на фундамент; Φ — расчетная несущая способность грунта в основании, называемая в дальнейшем «несущей способностью фундамента», $k_н$ — коэффициент надежности, принимаемой равным при определении несущей способности фундаментов расчетом 1,4, а по данным статических испытаний опытных фундаментов 1.

При расчете столбчатых и ленточных прерывистых фундаментов в вытрамбованных котлованах краевые давления под подошвой фундаментов при условии, что $p_{макс} \leqslant 1{,}2\ R_{(1,2)}$ и $p_{мин} > 0$, определяются по формуле (рис. 66)

$$p_{\substack{макс \\ мин}} = \frac{N + G}{F} \pm \frac{\Sigma M - 0{,}5 q b_{ср} h_к^2}{W}, \qquad (146)$$

где N — сумма вертикальных нагрузок, действующих на фундамент; G — собственный вес фундамента; F — площадь фундамента в среднем сечении на глубине 0,5 $h_к$; ΣM — сумма моментов сил относительно подошвы фундамента; q — реактивный отпор грунта; $b_{ср}$ — средняя ширина фундамента в сечении на глубине 0,5 $h_к$, $h_к$ — глубина вытрамбованного котлована; W — момент сопротивления среднего сечения фундамента на глубине 0,5 $h_к$; $R_{(1,2)}$ — расчетное давление на основания.

Реактивный отпор грунта по уплотненным боковым стенкам вытрамбованных котлованов при применении монолитных фундаментов и бетонировании их враспор на основе экспериментальных исследований

$$q = a + bp, \qquad (147)$$

где $a = 60$ кН/м²; $b = 0{,}4$; p — среднее давление в сечении фундамента на глубине $0{,}5\,h_к$.

За расчетное давление на основание фундамента в вытрамбованном котловане принимается минимальное значение давления, полученное исходя из:

расчетного давления на уплотненный грунт R_1, определяемого по СНиП II-15-74 с использованием прочностных характеристик φ_{II} и c_{II} уплотненных грунтов в водонасыщенном состоянии;

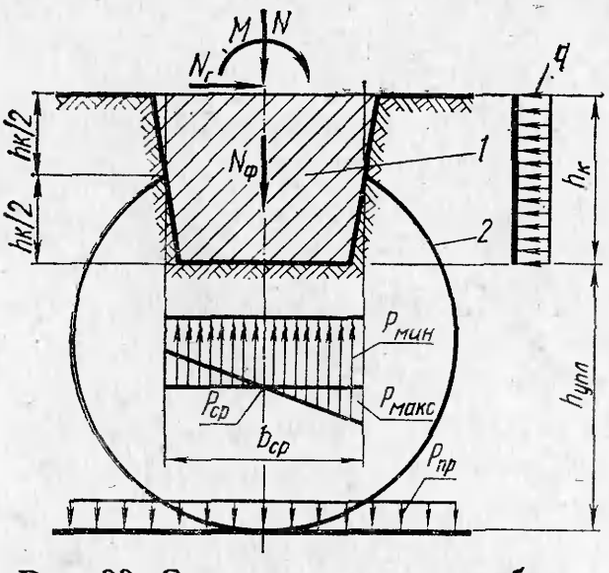


Рис. 66. Схема к расчету столбчатого фундамента в вытрамбованном котловане:

1 — фундамент; *2* — граница уплотненной зоны.

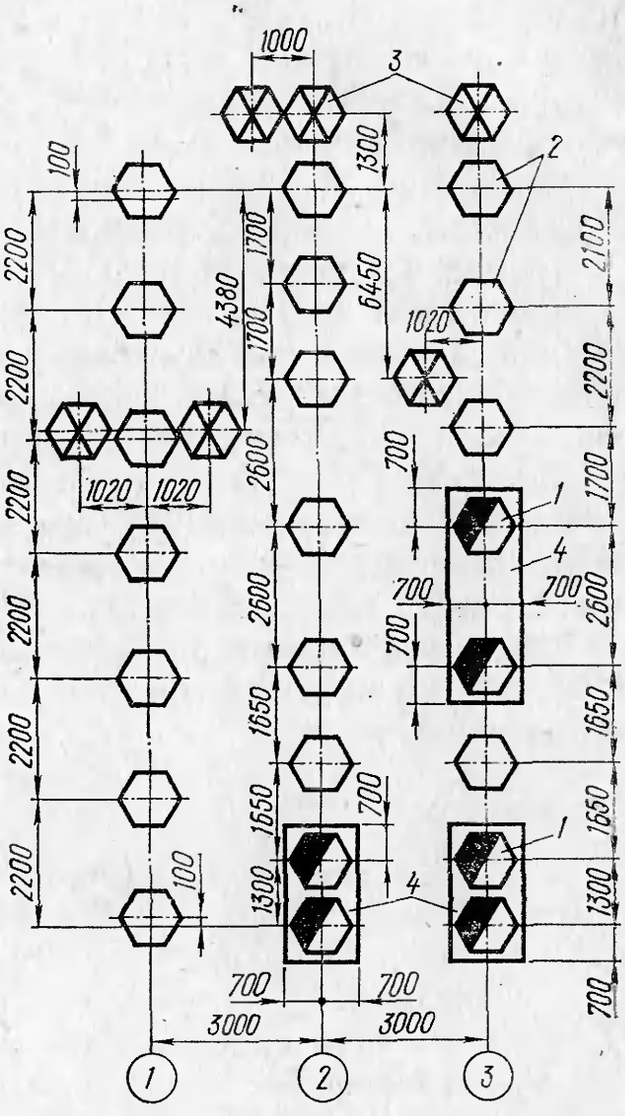


Рис. 67. Фрагмент плана расположения фундаментов в вытрамбованных котлованах под девятиэтажный крупнопанельный дом серии 83.

1—3 — соответственно фундаменты на нагрузку 800—1200, 400—800 и менее 400 кН; *4* — местные ростверки.

расчетного давления R_2, определяемого исходя из давления на подстилающий уплотненную зону просадочный грунт естественного сложения или другой слой грунта по формуле (88), в которой начальное просадочное давление $p_{пр}$ принимается с коэффициентом $k = 1{,}5$ при определении $p_{пр}$ по результатам компрессионных исследований и $k = 1{,}2$ по штамповым испытаниям.

Фундаменты в вытрамбованных котлованах с уширенным основанием рассчитывают с учетом того, что при втрамбовывании

жесткого материала в дно вытрамбованного котлована создается уширение (рис. 57), имеющее форму шара с радиусом $r_{уш}$ (ниже дна вытрамбованного котлована залегают песчаные грунты с $\gamma_{ск} \geqslant 1{,}50$ т/м³ или глинистые с $\gamma_{ск} \geqslant 1{,}6$ т/м³), или эллипсоида вращения с соотношением полуосей $h_{уш}/r_{уш} = 1{,}4—1{,}8$.

Радиус уширения оснований

$$r_{уш} = k \sqrt[3]{V_{щ}}, \qquad (148)$$

где k — коэффициент, учитывающий формулу уширения и принимаемый равным для шара 0,62; эллипсоида 0,53; $V_{щ}$ — объем втрамбованного жесткого материала в дно котлована.

Радиус уплотненной зоны

$$r_{упл} = 0{,}95 r_{уш} \sqrt[3]{\frac{\gamma_{ск\ упл}}{\gamma_{ск\ упл} - \gamma_{ск}}}, \qquad (149)$$

где $\gamma_{ск}$ — среднее значение объемной массы скелета грунта в природном состоянии; $\gamma_{ск\ упл}$ — среднее значение объемной массы скелета уплотненного грунта.

Несущая способность фундамента в вытрамбованном котловане с уширенным основанием на вертикальную нагрузку определяется для случая полного замачивания просадочного грунта в основании как наименьшее из значений, полученных из следующих трех условий:

несущей способности жесткого материала Φ_1;

несущей способности уплотненного грунта Φ_2;

несущей способности подстилающего грунта Φ_3.

Несущая способность фундамента, исходя из несущей способности жесткого материала, втрамбованного в дно котлована,

$$\Phi_1 = m R_{м} F_{н}, \qquad (150)$$

где m — коэффициент условий работы фундамента, принимаемый равным 1; $R_{м}$ — расчетное сопротивление жесткого материала, принимаемое равным для щебня, гравия 10 000 кН/м², крупного песка 5000 кН/м²; $F_{н}$ — площадь нижнего сечения фундамента.

Несущая способность фундамента по несущей способности уплотненного слоя

$$\Phi_2 = m\,[m_R R_{у} F_{уш} + h_{к} u_{ср} (f_i m_f + iEk'\zeta_{р})], \qquad (151)$$

где m_R — коэффициент условий работы уплотненного грунта $m_R = 1$; $R_{у}$ — расчетное сопротивление уплотненного грунта под вытрамбовываным в дно котлована жестким материалом, определяемое по табл. 6; $F_{уш}$ — площадь поперечного сечения уширенного основания; $h_{к}$ — высота наклонной части фундамента, находящейся в грунте; $u_{ср}$ — периметр поперечного сечения фундамента в его средней части; f_i — расчетное сопротивление грунта по боковой поверхности наклонной части, принимаемое по табл. 7; m_f — коэффициент условий работы грунта по боковой поверхности фундамента, принимаемый равным $m_f = 0{,}8$; i — ук-

лон боковых стенок фундамента в долях единицы (при $i \geqslant 0{,}025$ следует принимать $i = 0{,}025$); E — модуль деформации верхнего слоя грунта, залегающего в пределах наклонной части фундамента, определяемый по результатам компрессионных испытаний грунта в водонасыщенном состоянии; k' — коэффициент условий работы, принимаемый равным 0,5; ξ_p — реологический коэффициент, принимаемый равным 0,8.

Таблица 6

Глубина от поверхности до низа уширенного основания, м	Расчетное сопротивление уплотненного грунта R_y, кН/м², при показателе консистенции I_L, равном						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
2,0	6500	2900	2000	1400	900	700	500
2,5	7000	3500	2500	1750	1100	900	550
3,0	7500	4000	3000	2000	1200	1100	600
3,5	7900	4500	3400	2250	1400	1150	650
4,0	8300	5100	3800	2500	1600	1250	700
5,0	8800	6200	4000	2800	2000	1300	800

Таблица 7

Глубина вытрамбовывания, м	Расчетное сопротивление по боковой поверхности f_i, кН/м², при показателе консистенции I_L				
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
1,5	35	23	15	12	8
2,0	42	30	21	17	12
2,5	45	32	23	19	13
3,0	48	34	25	20	14
3,5	50	36	26	21	15
4,0	52	38	27	22	16

Несущая способность фундамента Φ_3 на вертикальную нагрузку по несущей способности подстилаемого слоя определяется по формуле

$$\Phi_3 = m\,[m'_R R_2 F_{\text{упл}} + h_k\, u_{\text{ср}} (f_i\, m_f + iEk'\zeta_p)], \qquad (152)$$

где m'_R — коэффициент условий работы, принимаемый при глубине котлованов 2; 2,5; 3; 3,5 м соответственно равным 1; 1,2; 1,4 и 1,6; R_2 — расчетное сопротивление подстилающего слоя грунта; $F_{\text{упл}}$ — площадь поперечного сечения уплотненной зоны.

Несущая способность уплотненных грунтов под фундаментами и вокруг них в вытрамбованных котлованах с уширенным ос-

нованием на горизонтальные нагрузки и моменты определяется по формуле

$$\Phi_{\text{р}} = k_q q b_{\text{ср}} h_{\text{к}} \geqslant \Sigma Q + \frac{\Sigma M}{h_{\text{к}}}, \qquad (153)$$

где k_q — коэффициент условий работы, принимаемый равным 0,8; g — реактивный отпор грунта, определяемый по формуле (147); $b_{\text{ср}}$ — средняя ширина фундамента на глубине 0,5 $h_{\text{к}}$; $h_{\text{к}}$ — высота фундамента, без учета заостренной части; ΣQ — сумма горизонтальных сил, т. е. сил, действующих на фундамент по рассматриваемой оси; ΣM — сумма моментов, действующих на фундамент по рассматриваемой оси.

ПРОИЗВОДСТВО РАБОТ

Устройство фундаментов в вытрамбованных котлованах осуществляется по технологическим схемам производства работ, включающим: проведение опытных работ; отрывку котлована с доувлажнением грунта в необходимых случаях; вытрамбовывание котлованов под фундаменты, втрамбовывание жесткого грунтового материала; приемку и подготовку котлованов для устройства фундаментов и возведение фундаментов.

Опытные работы включают два основных этапа: отработку технологии вытрамбовывания котлованов, втрамбовывание в дно их жесткого материала и изучение эффективности применения фундаментов в вытрамбованных котлованах. На первом этапе опытных работ определяют:

среднее количество ударов трамбовки, и оптимальную высоту сбрасывания для вытрамбовывания котлованов;

для фундаментов с уширенным основанием количество и объем засыпки жесткого материала, а также необходимое число ударов для втрамбовывания каждой порции засыпки;

для ленточных прерывистых фундаментов — минимально допустимое расстояние между двумя соседними котлованами при различной глубине вытрамбовывания.

На втором этапе определяют объемную массу скелета, влажность, прочностные характеристики φ и c уплотненного грунта, размеры уплотненной зоны вокруг вытрамбованного котлована, а также размеры уширенного основания при втрамбовывании в дно жесткого материала. Кроме этого, в необходимых случаях проводятся испытания опытных фундаментов на вертикальные и горизонтальные нагрузки и определение модулей деформации уплотненных и неуплотненных просадочных грунтов штампами.

Испытания опытных фундаментов вертикальными и горизонтальными статическими нагрузками производятся, как правило, для новых районов, в которых впервые начинается применение фундаментов в вытрамбованных котлованах; новых конструкций фундаментов в вытрамбованных котлованах, новых конструктивных схем зданий.

Котлованы под здания для устройства нулевого цикла отрываются до отметки основания пола с подсыпкой в пониженных местах рельефа местного глинистого грунта и уплотнением до объемной массы скелета 1,55—1,6 т/м³.

Вытрамбовывание производится вдоль осей здания отдельными участками сразу на всю глубину котлована. При расстояниях в свету между отдельными фундаментами менее 0,8 $b_{ср}$ ($b_{ср}$ — ширина трамбовки в среднем сечении) котлованы вытрамбовываются через один фундамент. Вытрамбовывание котлованов под пропущенные фундаменты производится не менее чем через 7 суток после бетонирования фундаментов в ранее вытрамбованных котлованах.

Котлованы вытрамбовываются путем последовательного сбрасывания трамбовки по направляющей штанге с высоты 3—8 м. При этом высота сбрасывания трамбовки назначается из расчета, чтобы величина погружения трамбовки за один удар не превышала 0,15 глубины котлована, исключалось засасывание трамбовки, обеспечивалась сохранность стенок котлована и т. п.

Втрамбовывание жесткого материала в дно котлована производится, как правило, сразу же после его вытрамбовывания без изменения положения механизма и направляющей штанги. При последовательном выполнении работ особое внимание обращается на точность установки направляющей штанги и трамбовки в их первоначальное положение.

Засыпка и втрамбовывание жесткого материала в вытрамбованный котлован производится отдельными порциями из расчета заполнения котлована на 0,6—1,2 м по высоте и выполняется при поднятой трамбовке мерными емкостями (например, ковшом автопогрузчика). Каждая порция материала засыпается после втрамбовывания предыдущей до проектной глубины котлована или отметки, указанной в проекте.

Смещение центров вытрамбованных котлованов от проектного положения не должно превышать 0,1 его ширины поверху, а при наличии стакана для установки колонны 0,05. При невыполнении этих условий перед сдачей котлованов производится соответствующая подрезка боковых стенок котлована вручную с удалением или доуплотнением осыпающегося грунта на дно котлована.

Фундаменты устраивают сразу после приемки вытрамбованных котлованов. Устройство их начинается с установки и закрепления арматурных сеток (каркасов), а также опалубки выступающих частей гнезд и закладных деталей фундаментов.

Бетонирование фундаментов производится «враспор» бетоном марки 200 или 150 до заранее установленных отметок на стенках котлована, опалубки стакана или специально устанавливаемых приспособлениях.

Во избежание засорения бетона грунтом подачу его в котлован целесообразно осуществлять по легким наклонным лоткам,

передвигаемым с одного котлована на другой. Бетонируют фундаменты на всю высоту до проектной отметки верха. Допуски и отклонения верхних поверхностей фундаментов от проектной отметки не должны превышать ±10 мм.

Вытрамбовывание котлованов в зимнее время должно производиться при талом состоянии грунта. При промерзании грунта на глубину более 30 см перед началом работ по вытрамбовыванию котлованов производится его оттаивание на всю толщину мерзлого слоя.

Перед вытрамбовыванием котлованов снег и лед с поверхности грунта в местах их расположения удаляют. В процессе производства работ по вытрамбовыванию котлованов, втрамбовыванию жесткого материала в дно котлована, а также бетонированию фундаментов не допускается попадание в котлован комьев снега, льда, мерзлого грунта.

Втрамбовывание жесткого материала в дно котлована в зимних условиях должно производиться только при талом состоянии грунта на дне котлована сразу после его вытрамбовывания. Жесткий материал, используемый для создания уширенного основания, должен находиться в талом или сыпучем состоянии.

После вытрамбовывания до проектной отметки и втрамбовывания жесткого материала котлованы должны закрываться утепленными крышками, с тем чтобы сохранить талое состояние грунта на дне и стенах котлованов до бетонирования фундаментов.

ОПЫТ УСТРОЙСТВА

Наиболее массовое применение фундаменты в вытрамбованных котлованах получили при строительстве в городе Набережные Челны. Для каркасных зданий (детсадов, магазинов, комбинатов бытового обслуживания) в основном применяются столбчатые фундаменты с плоской подошвой, а для жилых пяти- и девятиэтажных крупнопанельных зданий с уширенным основанием.

Фундаменты в вытрамбованных котлованах для каркасных зданий в плане квадратной формы с шириной понизу 0,9—1,2 м, поверху 1,2—1,4 м и высотой 0,8—1,4 м. Размеры их назначали исходя из расчетного давления на уплотненный грунт основания по среднему сечению 0,45—0,55 МПа. Для установки колонн в фундаментах выполняли стаканы соответствующих размеров.

Для жилых крупнопанельных пяти- и девятиэтажных домов фундаменты в вытрамбованных котлованах располагают по осям несущих стен и обязательно в местах их пересечения и изломов (см. рис. 67). Цокольные панели технического подполья, как правило, опираются непосредственно на фундаменты и лишь в отдельных местах при недостаточной прочности панелей выполнялись ростверки. Размеры фундаментов по верху назначались

с учетом опирания на них трех-четырех панелей, для чего отдельные фундаменты выполнялись с уширенной верхней частью.

Для пятиэтажных крупнопанельных домов серии 464 БНЧ фундаменты в вытрамбованных котлованах располагают по 5 шт. на каждую поперечную ось с нагрузкой до 950 кН.

Размеры фундаментов для пяти- и девятиэтажных крупнопанельных зданий унифицированы с учетом действующих на них нагрузок, создания необходимых площадей опирания панелей таким образом, чтобы обеспечить возможность вытрамбовывания всех котлованов одной трамбовкой (рис. 68). С использованием

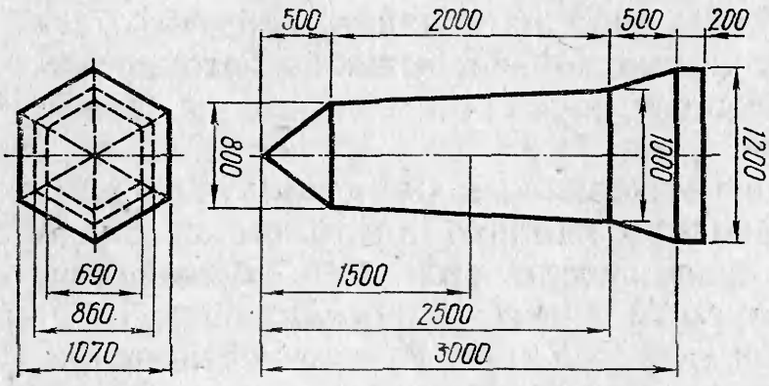


Рис. 68. Основной тип трамбовки для вытрамбовывания котлованов под пяти- и девятиэтажные крупнопанельные жилые дома в городе Набережные Челны.

этой трамбовки котлованы под фундаменты с нагрузкой 800—1200 кН вытрамбовывались на глубину 2,5 м, а под нагрузки до 400 кН — на 1,5 м. Для отдельных фундаментов с необходимой площадью их в верхней части $F = 1{,}1$ м^2 вытрамбовывание котлованов осуществлялось на глубину 3,0 м.

В целях повышения несущей способности фундаментов в вытрамбованных котлованах путем создания уширенного основания в дно их втрамбовывался щебень прочных каменных пород: для фундаментов с нагрузками 800—1200 кН — 1,2 м^3, 400—800 кН — 0,6 м^3.

До начала широкого применения фундаментов в вытрамбованных котлованах был выполнен комплекс научно-исследовательских и опытных работ, которые показали, что для вытрамбовывания котлованов под фундаменты с плоской подошвой (без уширения основания) трамбовкой площадью 0,8—1,2 м^2 на глубину 1—1,2 м требуется 10—16 ударов. Вытрамбовывание котлованов под фундаменты с уширенным основанием на глубину 2,5 м трамбовкой (см. рис. 68) обеспечивалось при 8—12 ударах, а втрамбовывание каждой порции щебня объемом 0,5—0,6 м^3 за 5—7 ударов.

Массовое применение фундаментов в вытрамбованных котлованах в городе Набережные Челны началось при строительстве пяти- и девятиэтажных крупнопанельных жилых домов на территории, сложенной переслаивающейся толщей из отдельных слоев толщиной 0,5—5 м суглинков, супесей, мелких пылеватых песков. Была разработана технология вытрамбовывания котлованов в этих грунтовых условиях.

Особенность разработанной технологии вытрамбовывания котлованов в песчаных грунтах состоит в том, что на подготовленной поверхности вначале отсыпаются слои суглинков с оптимальной влажностью и щебня толщиной по 20—40 см, через которые производят вытрамбовывание на глубину до 1,5 м. В процессе вытрамбовывания суглинок и щебень перемешиваются и по стенкам вытрамбованного котлована создается оболочка из щебеночно-суглинистого грунта, обеспечивающая заданную форму котлована и устойчивость стенок его от обрушения. По мере вытрамбовывания котлована и уменьшения толщины оболочки из щебеночно-глинистого грунта в котлован через каждый 0,6—1,0 м подсыпают слои суглинка и щебня той же толщины. После вытрамбовывания котлована на заданную глубину для создания уширенного основания производят втрамбовывание в дно его щебня отдельными порциями по 0,4—0,6 м³.

Фундаменты под жилые дома бетонируют без опалубки в распор со стенками вытрамбованного котлована путем заливки пластичного бетона из автобетоновозов.

В процессе бетонирования в верхней части фундаментов устанавливают две арматурные сетки диаметром 6 мм с ячейками по 20 см.

Контроль качества и приемка работ по вытрамбовыванию котлованов производили по глубине вытрамбованных котлованов, объему втрамбованного в дно котлованов щебня, исполнительной схеме их расположения в плане и по высоте.

При производстве работ в зимнее время оттаивают промерзший слой грунта на всю его высоту электропрогревом на площади, в 2—3 раза превышающей площадь фундамента поверху. Фундаменты бетонируют сразу после вытрамбовывания котлованов и втрамбовывания в дно их щебня с электропрогревом свежеуложенного бетона.

В процессе строительства и эксплуатации более 40 зданий, характеризующихся различными конструкциями, схемами, этажностью, видами оснований и конструкций фундаментов, выполнялись систематические геодезические наблюдения за осадками фундаментов. Полученные результаты наблюдений позволили установить что:

осадки двух-трех этажей каркасных зданий детсадов и школ, возведенных с применением обычных столбчатых фундаментов на уплотненных тяжелыми трамбовками просадочных грунтах, изменяются от 10 до 20 мм;

осадки пятиэтажных крупнопанельных жилых домов серии 1-464 БНЧ, возведенных на уплотненных тяжелыми трамбовками просадочных грунтах с применением ленточных фундаментов, составляют 25—35 мм;

осадки пяти и девятиэтажных крупнопанельных зданий серии 1—464 ДНЧ и 83 на фундаментах и вытрамбованных котлованах изменяются от 12 мм до 40 мм;

осадки девяти — шестнадцатиэтажных жилых домов на свайных фундаментах из забивных и буронабивных свай длиной 10—16 м 10—80 мм;

осадки всех зданий в 1,5—5 раз меньше предельно допустимых.

Несмотря на случаи замачивания просадочных грунтов, ни в одном здании не наблюдается недопустимых деформаций и трещин в стенках.

Таблица 8

Фундаменты	Сметная стоимость	
	блок-секция, тыс. руб.	1 м², руб.
Девятиэтажные дома серии 83		
Свайные из забивных свай сечением 30×30 см, $l=10$ м	21,1	10,3
» из буронабивных, $l=10$—12 м (без ростверков)	16,5	8,06
Ленточные на уплотненных в два слоя просадочных грунтах	7,4	3,61
В вытрамбованных котлованах с уширенным основанием	3,8	2,2
Пятиэтажные дома серии 1-464 БНЧ		
Ленточные на уплотненных тяжелыми трамбовками грунтах	4,54	3,48
Свайные из забивных свай, $l=8$ м	11,45	8,8
В вытрамбованных котлованах без уширения	2,06	1,58

Для оценки технико-экономической эффективности методов уплотнения просадочных грунтов по разработанным проектам была проанализирована сметная стоимость различных примененных вариантов оснований и фундаментов для блок-секций пяти- и девятиэтажных крупнопанельных зданий, а также сметная стоимость фундаментов на 1 м² площади (табл. 8).

Для девятиэтажных крупнопанельных зданий применение двухслойного уплотнения по сравнению со свайными фундаментами из забивных свай обеспечивает снижение стоимости в 2,85 раза, а фундаментов в вытрамбованных котлованах с уширенным основанием в 5,5. Для пятиэтажных крупнопанельных домов применение уплотнения тяжелыми трамбовками по сравнению со свайными фундаментами позволяет снизить стоимость устройства фундаментов в 2,52 раза, а устройство фундаментов в вытрамбованных котлованах в 5, 5 раза.

Фундаменты в вытрамбованных котлованах в 1979 г. были выполнены при строительстве пяти- и девятиэтажных зданий общей полезной площадью около 186,1 тыс. м³, что позволило снизить стоимость на 771,2 тыс. руб. в год.

Глава XII. УПЛОТНЕНИЕ ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТОВ ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫМ ЗАМАЧИВАНИЕМ

ОСОБЕННОСТИ И ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ МЕТОДА

Уплотнение просадочных лессовых грунтов предварительным замачиванием основывается на учете способности их при замачивании самоуплотняться под действием собственного веса грунта. Уплотнение просадочных грунтов от собственного веса происходит в результате снижения прочности грунтов при увлажнении и проявляется с некоторой глубины, на которой напряжения от собственного веса водонасыщенного грунта превышают величину начального просадочного давления. Вследствие этого предварительное замачивание обеспечивает уплотнение просадочных грунтов только в пределах их нижней толщи, а верхние слои грунта остаются неуплотненными [41, 44].

Просадки грунтов от собственного веса, в том числе горизонтальные перемещения в процессе уплотнения их предварительным замачиванием, проявляются в полном соответствии с закономерностями развития просадочных деформаций.

В результате уплотнения просадочных грунтов предварительным замачиванием происходит повышение объемной массы скелета грунтов в нижних слоях до состояния, соответствующего напряженному состоянию от собственного веса грунта (рис. 69). Существенно повышается объемная масса скелета (0,15—0,2 т/м³) с глубины 6—9 м, начиная с которой наблюдается просадка грунта от собственного веса. Повышение $\gamma_{ск}$ в верхних слоях на 0,02—0,05 т/м³ происходит под влиянием горизонтальных перемещений, развивающихся при просадке грунтов от собственного веса.

Одновременно с увеличением степени плотности грунтов при предварительном замачивании повышаются их прочностные характеристики и снижается сжимаемость.

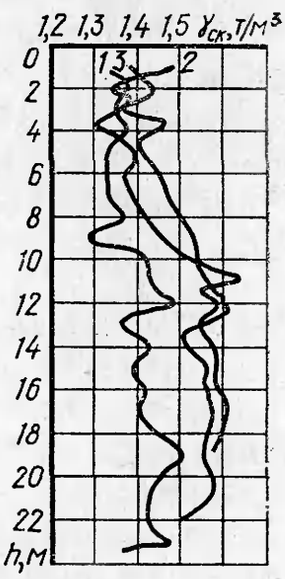


Рис. 69. Изменение объемной массы скелета грунта по глубине на опытных участках ЮТМЗ в Никополе:
1 — в естественном сложении (до замачивания); *2* и *3* — после предварительного замачивания на первом и втором участках.

После окончания предварительного замачивания и стабилизации просадки устанавливается равновесие между действующим давлением в массиве грунта, его прочностными и деформационными характеристиками в водонасыщенном состоянии. Но с увеличением давления, например от нагрузки фундаментов, это равновесие нарушается и в зоне развития дополнительных напряже-

ний происходят дальнейшее уплотнение и просадка грунта. Поэтому при передаче на массив уплотненного грунта допонительных давлений от веса возводимых сооружений уплотнение просадочных грунтов предварительным замачиванием должно комбинироваться с другими методами, позволяющими устранить просадочные свойства грунтов в пределах деформируемой зоны от нагрузки фундаментов.

Для полного устранения просадочных свойств грунтов предварительное замачивание применяется в комбинации с другими методами, например с уплотнением тяжелыми трамбовками, устройством грунтовых подушек и др.

Уплотнение просадочных грунтов предварительным замачиванием сопровождается водонасыщением массива грунта и проявлением просадки в пределах замачиваемого участка и на окружающей его территории. В связи с этим данный метод наиболее целесообразно применять на вновь застраиваемых площадях. При применении предварительного замачивания в застроенных районах должны выполняться мероприятия по исключению замачивания грунтов в основании существующих зданий.

В отношении грунтовых условий уплотнение просадочных грунтов предварительным замачиванием целесообразно применять при возможных просадках грунтов от собственного веса более 15—30 см, залегании сверху супесей и легких суглинков, отсутствии водоупорных слоев в пределах уплотняемой толщи, наличии в нижней части ее дренирующих слоев, обеспечивающих быстрый отток свободной воды.

В зависимости от конструкций проектируемых зданий и сооружений уплотнение просадочных грунтов предварительным замачиванием рекомендуется применять для относительно нетяжелых зданий, когда можно сравнительно простыми методами доуплотнить грунт в пределах большой части деформируемой зоны от нагрузки фундаментов.

ЭФФЕКТИВНОСТЬ УПЛОТНЕНИЯ

Эффективность уплотнения просадочных грунтов предварительным замачиванием прежде всего определяется временем промачивания всей просадочной толщи и созданием наиболее оптимальных условий для самоуплотнения грунтов. Наиболее существенно ускоряются промачивание грунтов и стабилизация просадочных деформаций при устройстве дренажных скважин. Благодаря наличию дренажных скважин, заполненных дренирующим материалом (средним, крупным песком, гравием, щебнем и т. п.) и расположенных на расстояниях (10—25) d (d — диаметр скважин), достигается достаточно равномерное и более интенсивное промачивание грунтов, сокращается зона растекания воды в стороны, обеспечивается возможность выхода через них воздуха из толщи грунта при выжимании его водой, снижается воз-

можность переувлажнения грунта до полного водонасыщения, ускоряется отток из грунта свободной воды после прекращения замачивания и, тем самым, снижается влажность грунтов, особенно в верхней части замачиваемой толщи. Все это способствует созданию наиболее благоприятных условий для самоуплотнения просадочных грунтов от их собственного веса. По данным выполненных исследований и опыта применения предварительного замачивания, устройство дренажных скважин сокращает время промачивания толщи грунта в 1,3—1,6 раза, приводит к увеличению просадок грунтов в 1,1—1,4 раза и ускоряет снижение влажности в верхней части после прекращения замачивания.

В процессе длительного и непрерывного замачивания грунтов на поверхности котлована образуется глинистая прослойка толщиной до 1—3 см, которая в значительной мере снижает инфильтрацию воды. Достаточно эффективным мероприятием по снижению кольматации дна котлована при отсутствии дренажных скважин является устройство дренирующего слоя толщиной 6—10 см из песчаного грунта. При наличии на дне котлована песчаного слоя в процессе замачивания хотя и происходит заиливание его глинистыми частицами, но тем не менее фильтрационная способность сохраняется достаточно высокой.

Наиболее благоприятные условия проявления просадок грунтов от собственного веса создаются в случаях, когда степень влажности их повышается до 0,75—0,85. При этой степени влажности прочностные и деформационные характеристики просадочных грунтов снижаются до минимально возможных величин, а частичное заполнение пор грунта воздухом способствует относительно быстрому протеканию деформаций уплотнения. В случае полного заполнения пор грунта водой консолидация водонасыщенного грунта связана с отжатием избыточной воды и протекает в более длительные сроки.

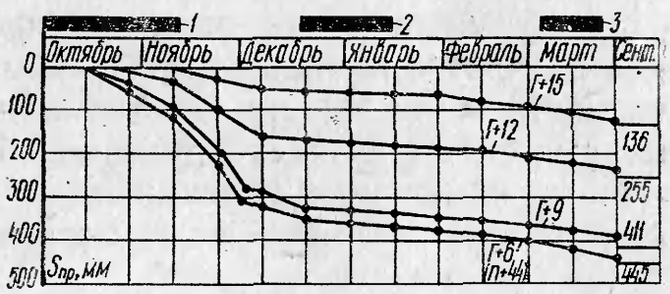


Рис. 70. График просадок поверхностных (П 44) и глубинных марок, установленных на глубинах Г6, Г9, Г12 и Г15 м, во времени:

1—3 — этапы замачивания.

Оптимальные условия для самоуплотнения просадочных грунтов в процессе предварительного замачивания обеспечиваются разрывом сплошного фильтрационного потока путем перерывов в подаче воды, устройства дренажных скважин. В этом отношении характерен опыт уплотнения просадочных грунтов на площадке строительства пятиэтажного крупнопанельного жилого дома в Запорожье (рис. 70). Предварительное замачивание выполнялось в котловане размером в плане 16×112 м, состоящим

из двух карт, в несколько этапов, причем на каждом из них вода из-за ее недостатка подавалась с перерывами на 2—3 дня. Просадка грунта от собственного веса началась через 10—12 дней после начала замачивания и достигла максимальной интенсивности развития (7 мм/сутки) к концу первого этапа замачивания. После прекращения 1-го этапа замачивания, когда в котлован было подано около 0,7—0,8 расчетного количества воды, интенсивность просадок возросла до 9 мм/сутки и происходили они, в основном, за счет сжатия слоев с глубины 12—15 м при стекании воды вниз. Повторное замачивание грунтов на втором и третьем этапах не приводило к повышению интенсивности развития просадок в процессе замачивания и некоторое повышение скорости просадок наблюдалось лишь после прекращения подачи воды, т. е. когда создавались наиболее оптимальные по степени влажности условия для самоуплотнения грунтов.

Существенное влияние на эффективность уплотнения просадочных грунтов предварительным замачиванием оказывают площадь, и главным образом, ширина одновременно замачиваемых котлованов. За счет взаимодействия увлажненного и неувлажненного массивов грунта полная просадка грунтов от собственного веса проявляется только при ширине замачиваемой площади b, близкой к величине просадочной толщи H, в средней части котлована. Кроме того с уменьшением ширины замачиваемого котлована (при $b<H$) снижается интенсивность промачивания толщи просадочных грунтов, повышается глубина $h_{пр}$, с которой проявляется просадка грунта от собственного веса, ее начало.

Значительное повышение эффективности уплотнения просадочных грунтов предварительным замачиванием на небольших площадях ($b<H$) может быть достигнуто путем устройства по периметру глубинных прорезей или части расположенных скважин по аналогии с описанным в гл. IV ускоренным замачиванием опытных котлованов для определения типа грунтовых условий по просадочности.

При уплотнении просадочных грунтов предварительным замачиванием необходимо также учитывать зависимость просадок грунтов от собственного веса, глубины котлованов, приводящей к разгрузке грунта, снижению возможных просадок и степени уплотнения грунта. В связи с этим для повышения эффективности уплотнения просадочных грунтов предварительным замачиванием котлованы для заливки воды целесообразно отрывать минимальной глубины.

ПРОЕКТИРОВАНИЕ УПЛОТНЕНИЯ

Уплотнение просадочных грунтов предварительным замачиванием проектируется с учетом особенностей этого метода, а также характера и закономерностей развития просадок лессовых грунтов от собственного веса. Исходными материалами для разработки проекта служат:

— результаты инженерно-геологических исследований грунтов на участках расположения проектируемых зданий и сооружений;

— размеры, конструктивные особенности проектируемых зданий и сооружений, а также особенности их эксплуатации;

— генплан в пределах проектируемых и расположенных поблизости существующих зданий и сооружений с нанесенными инженерными коммуникациями.

В проекте уплотнения просадочных грунтов предварительным замачиванием должны быть указаны: размеры уплотняемой площади, план планировки котлованов и отдельных карт для замачивания; методика замачивания; глубина и необходимое количество воды для замачивания; схема прокладки водоводов для замачивания с указанием пунктов подачи воды на каждую карту; ожидаемые величины просадок грунта по отдельным картам или по котловану в целом; план расположения и конструкция поверхностных и глубинных марок; рекомендации по замачиванию грунта, включающие ориентировочное время замачивания, величину условной стабилизации просадки грунта и т. п.; методы доуплотнения верхнего слоя грунта в пределах деформируемой зоны от нагрузки фундаментов.

В связи с тем что просадки грунта от собственного веса зависят от ширины замачиваемой площади, размеры замачиваемых котлованов и отдельных карт должны назначаться такими, при которых в пределах участка расположения будущего здания или сооружения практически полностью устраняется просадка грунта от его собственного веса. Для удовлетворения этого условия ширина $b_к$ и длина $l_к$ замачиваемых котлованов под здания принимаются равными

$$b_к = b_{зд} + 0{,}6H; \tag{154}$$

$$l_к = l_{зд} + H, \tag{155}$$

где $b_{зд}$ и $l_{зд}$ — соответственно ширина и длина здания; H — величина просадочной толщи.

На вновь осваиваемых территориях, где возможен подъем уровня грунтовых вод или промачивание всей толщи просадочных грунтов, предварительное замачивание грунтов производится в пределах всей застраиваемой площади, т. е. не только под зданиями, но и под дорогами, коммуникациями, арыками у зданий и т. п.

Котлованы для предварительного замачивания отрываются на глубину 0,4—1,0 м путем снятия растительного слоя. При толщине растительного слоя менее 0,4 м котлован обваловывается местным грунтом с уплотнением. Высота обваловывания назначается из условия, чтобы вода в котловане была на уровне не менее 0,3—0,4 м от дна котлована, а ширина из расчета, чтобы границы распространения воды в стороны от соседних карт сли-

вались на глубине выше глубины $h_{с.в}$, с которой происходят просадки грунтов от собственного веса.

Для удобства производства работ большие котлованы разбиваются с помощью перемычек на отдельные карты длиной 50—100 м и шириной 40—50 м. Планировка отдельных карт и котлованов производится под одну отметку или отдельными террасами. Для получения более равномерной просадки дно котлованов в пределах 10—15 м от края планируется с уклоном 0,02—0,03 к наружным сторонам котлована. При одновременном замачивании нескольких карт уклоны делаются только по наружным сторонам карт.

При залегании с поверхности дна котлованов суглинков или глин в целях сокращения сроков замачивания делают дренажные скважины диаметром не менее 15 см, засыпанные песком, гравием, мелким химически стойким шлаком и т. п. Скважины выполняются на всю глубину малофильтрующего слоя, не более 0,7 Н. В целях достижения более равномерного уплотнения грунта по всему котловану в торцах его скважины располагаются чаще, а в центре реже.

Замачивают до полного промачивания всей толщи просадочных грунтов и достижения условной стабилизации просадки.

За условную стабилизацию просадки грунта принимают просадку его не менее 1 см в неделю, наблюдаемую в течение последних двух недель.

Необходимое количество воды для замачивания грунта определяется из условия промачивания всей толщи просадочных грунтов. При этом предполагается, что:

повышение влажности грунта в результате замачивания в пределах столба грунта по всей площади котлована происходит до степени влажности $G=0{,}8$;

распространение влажности в стороны от котлована при замачивании с поверхности происходит в лессовых супесях под углом $\beta=35°$ к вертикали, в лессовидных суглинках и глинах под углом $\beta=50°$, и в этих зонах степень влажности грунта после замачивания изменяется от $G=0{,}8$ до естественной.

Необходимое количество воды для замачивания

$$Q=\frac{(0{,}8W_{в}-W)\gamma_{ск}}{\gamma_{w}}\left(V_1+\frac{V_2}{2}\right), \qquad (156)$$

где $W_{в}$ — влажность полного водонасыщения; W — природная влажность грунта; $\gamma_{ск}$ — средневзвешенное значение объемной массы скелета грунта после просадки; γ_{w} — плотность воды, принимаемая равной 1 т/м^3; V_1 — объем грунта в пределах замачиваемого котлована, равный площади котлована, умноженной на толщину промачиваемого слоя грунта; V_2 — суммарный объем грунта в пределах зон распространения воды в стороны от замачиваемого котлована.

Для наблюдения за просадкой грунтов на дне котлована и за его пределами на расстоянии не менее полуторной толщины просадочного слоя устанавливают поверхностные марки по двум-трем поперечникам через каждые 3—8 м, а в центре карты или отдельного котлована куст глубинных марок, которые закладывают через каждые 2—3 м по глубине в пределах всей просадочной толщи.

В проекте привязки зданий и сооружений на основаниях, уплотненных предварительным замачиванием не до полной стабилизации просадок, должно быть предусмотрено превышение отметок заложения фундаментов против проектных, равное возможной величине экстраполируемой просадки грунта. Экстраполяция кривой просадки грунта от действия его собственного веса во времени выполняется по формуле (18).

ПРОИЗВОДСТВО РАБОТ

При уплотнении просадочных грунтов предварительным замачиванием на больших площадях последовательно выполняются работы по подготовке котлованов для замачивания; замачиванию грунтов в котлованах; доуплотнению верхнего слоя грунта в пределах деформируемой зоны от нагрузки фундаментов.

Котлованы или отдельные [illegible] для замачивания отрываются с откосами, близкими к вертикальным, а обвалование выполняется с откосами 1 : 1 с последующим уплотнением отсыпаемого грунта. Дно котлованов и отдельных карт планируется только за счет срезки грунта. Подсыпка грунта при планировке не допускается, так как она приводит к резкому снижению его фильтрационной способности.

При необходимости устройства дренирующего слоя отсыпают его после завершения планировочных работ и разравнивают равномерно по всей площади.

Во избежание чрезмерного развития просадочных трещин предварительное замачивание целесообразно производить одновременно на возможно большей площади. При этом желательно границы между одновременно замачиваемыми площадями назначать за пределами контура расположения зданий и сооружений. На косогорных территориях предварительное замачивание целесообразно осуществлять снизу вверх. В этих случаях просадочные трещины в значительной мере закрываются.

В процессе замачивания наблюдают за расходом воды по водомеру или по понижению уровня воды за определенный промежуток времени, а также за просадкой грунтов по поверхностным и глубинным маркам.

Наблюдения за просадками марок выполняют путем нивелирования их от постоянного репера или группы временных реперов, расположенных за пределами зоны развития просадок грунта. Перед началом замачивания с особой тщательностью опреде-

ляют исходное положение всех поверхностных и глубинных марок. В процессе замачивания их нивелируют в зависимости от интенсивности развития просадок через 5—10 дней.

В результате предварительного замачивания должна быть промочена вся толща просадочных грунтов. Для контроля за глубиной промачивания в процессе замачивания периодически пробуривают скважины в пределах котлована или в непосредственной близости от него с отбором проб грунта на влажность через 1 м по глубине.

Замачивание грунтов прекращается после промачивания не менее 0,8 толщи просадочных грунтов и достижения условной стабилизации просадок. За условную стабилизацию просадок принимается приращение ее не более 1 см в неделю. При этом учитывается также количество залитой воды на 1 м^2 замачиваемой площади.

В случаях наличия ниже просадочной толщи уровня грунтовых вод или водоупорных слоев во избежание черезмерного переувлажнения толщи количество залитой воды не должно превышать расчетное.

Предварительное замачивание в зимнее время производится с сохранением верхнего слоя грунта на дне котлована в талом состоянии. Для этого высота воды в котлованах должна быть больше возможной толщины [illegible] льда. Кроме того, вода в котлован подается большими [illegible] мами из расчета, чтобы высота столба воды, заливаемой за сутки, превышала среднесуточное приращение слоя льда.

В целях обеспечения бесперебойной подачи воды в котлован временные водоводы, задвижки и водомеры в зимнее время должны соответствующим образом утепляться. Для стока воды и исключения ее замерзания на выходе участок водовода от задвижки до котлована должен иметь длину не менее 2 м и уклон в сторону котлована.

Наблюдения за просадками в зимнее время производятся по маркам, расположенным по периметру котлована у его граней. Поверхностные марки в пределах котлована при производстве работ в зимнее время устанавливают таким образом, чтобы верхний конец их был заподлицо с дном котлована.

После прекращения замачивания производится тампонирование просадочных трещин местным лессовидным грунтом и водой из расчета 1 м^3 воды на каждые 0,1—0,2 м^3 грунта. Тампонаж просадочных трещин выполняется в несколько этапов по мере их заполнения и фильтрации воды.

Контроль качества уплотнения просадочных грунтов предварительным замачиванием и приемка выполненных работ осуществляются на основе результатов:

наблюдений за просадками поверхностных и глубинных марок и сопоставления полученных данных с расчетными;

общего количества залитой воды на 1 м^3 площади котлована;

определения степени влажности замоченного просадочного грунта, которая должна быть не менее 0,8;

определения объемной массы скелета и относительной просадочности замоченных грунтов в пределах просадочной толщи.

После окончания предварительного замачивания и приемки работ производится повторная вертикальная съемка территории, на основе которой уточняется проект вертикальной планировки застраиваемой площади.

ОПЫТ УПЛОТНЕНИЯ

Уплотнение предварительным замачиванием широко применяется при строительстве на просадочных грунтах II типа очистных сооружений, сельскохозяйственных, промышленных, жилых зданий и сооружений. Результаты его применения в большинстве случаев весьма эффективны, но в отдельных случаях не вполне удовлетворительные. Описываемый опыт уплотнения просадочных грунтов предварительным замачиванием в Запорожье и Херсоне относится к этим двум наиболее характерным случаям и позволяет выявить основные преимущества и недостатки метода.

В Запорожье уплотнение просадочных грунтов предварительным замачиванием выполнялось под пятиэтажный крупнопанельный дом на участке, сложенном лессами и лессовидными суглинками с двумя прослойками на глубинах 7,3—9,3 и 15,9—17,7 м маловодопроницаемых красно-бурых суглинков. При просадочной толще $H=20$ м расчетная просадка грунта от собственного веса равнялась 30—40 см. Грунтовые воды до глубины 21 м отсутствовали.

Котлован для замачивания глубиной 0,4—1,3 м состоял из двух карт размером 16×56 м с перепадом отметок в них на 30 см. В целях получения достаточно равномерной просадки грунта в пределах застраиваемого участка размеры котлована в продольном направлении приняты больше размеров здания на 11—21 м, в поперечном — на 2,5 м. Планировка котлована выполнена с уклоном на 0,35 м, что обеспечивало при перерывах в подаче воды постоянную фультрацию ее на торцах и способствовало развитию там просадки грунта.

Замачивание осуществлялось с поверхности котлована через дренирующие скважины диаметром 250 мм, пробуренные на глубину 8 м вдоль продольных осей зданий. В торцах котлована скважины располагались через 2—3 м, а в средней части 5—10 м.

Предварительное замачивание просадочных грунтов производилось в зимнее время года, в связи с чем водонапорные трубы были утеплены валом грунта на высоту 0,6÷1,0 м, а задвижки и водомер шлаковойлоком. Однако этого утепления оказалось недостаточно и при случайных перерывах в подаче воды водо-

провод замерзал и выходил из строя, вследствие чего замачивание выполнялось с перерывами на 2—3 суток и поэтапно.

Просадка поверхности грунта в котловане от собственного веса началась через 10—12 дней после начала замачивания и через 1,5 месяца достигла наибольшей скорости — 9 мм в сутки (см. рис. 70). В этот период вода в котлован не подавалась и просадка в нижних слоях происходила за счет передвижения свободной воды из верхних слоев замоченной толщи в нижние. Последующее двухкратное замачивание грунта не увеличивало скорость просадки, а приводило к увеличению зоны просадки грунта в плане за счет растекания воды в стороны.

Наблюдения за просадкой глубинных марок показали, что просадка грунта происходила начиная с глубины 6 м. В пределах контура расположения экспериментального дома серии I-480-П просадка грунта протекала достаточно равномерно по величине и через 6 месяцев после окончания замачивания изменялась от 400 до 486 раз.

Устранение просадочных свойств верхнего слоя грунта, непосредственно залегающего под подошвой фундаментов дома, было выполнено путем устройства грунтовой подушки толщиной 2 м из лессовидного суглинка. Объемная масса скелета грунта в подушке изменялась от 1,70 до 1,75 т/м^3.

Основание экспериментального дома испытывали после окончания его монтажа путем повторного замачивания лессовых грунтов вдоль торца дома через скважины-дрены диаметром 40 см на глубину 10 м с последующей засыпкой их гравием.

Повторное замачивание грунтов основания с торца дома производилось в течение 16 дней при суммарном расходе воды 500 м^3.

Наблюдения за осадками фундаментов дома начались с возведения первого этажа. Осадка дома в период строительства была равномерной, к началу испытания составила 42—44 мм и происходила, в основном, за счет сжатия слоев ниже сжимаемой зоны, т. е. по сути дела продолжалась просадка грунта от собственного веса. За период испытания осадка торца дома, со стороны которого производилось замачивание, составляла 10, а противоположного — 6 мм.

Просадка грунта от нагрузки фундамента, как показали наблюдения за вертикальными смещениями глубинных марок, в период испытания отсутствовала. Верхние слои грунта, залегающие ниже подошвы фундамента до глубины 5,5 м, не подвергались сжатию при повторном замачивании. Следующий шестиметровый слой обжался на 6 мм, а глубинная марка на глубине 11,5 м от подошвы фундамента за период испытаний дала осадку на 4 мм. Через 1 год осадки дома стабилизировались и равнялись 88—106 мм при отсутствии в конструкциях дома каких-либо деформаций.

В Херсоне уплотнение грунтов предварительным замачива-

нием выполнялось под очистные сооружения на территории, сложенной эолово-делювиальными лессовыми грунтами четвертичного возраста с четко выраженным слоистым напластованием, включающим: слой 1 — лессовидные суглинки; слой 2 — глины; слой 3 — лессовидные суглинки; слой 4 — глины.

Указанные отложения на глубине 14,8—16,5 м подстилаются плотными глинами скифского яруса, в которых находится уровень грунтовых вод.

Расчетные просадки грунтов от собственного веса на рассматриваемой территории изменялись от 3,8 до 30 см, что позволило выделить участки с I и II типом грунтовых условий по просадочности. Однако предварительное замачивание выполнялось по всей площади через дренажные скважины глубиной 11 м, диаметром 200 мм, расположенные на сетке 10×10 м.

Замачивание грунтов производилось на площади в несколько гектаров отдельными картами размерами 50×80 м и без соблюдения соответствующих требований; допускались длительные (на несколько месяцев) перерывы в подаче воды, не велся систематический учет объема поданной воды на отдельные участки и карты, нерегулярно проводились наблюдения за просадками грунтов и величиной промоченной толщи грунта и др. В результате неорганизованного выполнения работ по замачиванию грунтов фактический расход воды в 3÷4 раза превысил расчетный. Наличие ниже просадочной толщи водоупора в виде глин скифского яруса привело к полному водонасыщению всей замоченной толщи и подъему уровня грунтовых вод до поверхности земли. Снижение уровня грунтовых вод происходило медленно, через 2 года после прекращения замачивания они располагались на глубине 2—2,5 м от поверхности.

Обработка результатов геодезических наблюдений по поверхностным и глубинным маркам показала, что просадка грунтов в пределах замоченной площади происходила неравномерно и на отдельных участках наблюдался подъем поверхности (рис. 71). Максимальные просадки поверхности 363 мм, подъема 56 мм.

Сопоставление расчетных просадок с фактическими показало, что на участках с I типом грунтовых условий по просадочности при расчетных просадках до 5 см повсюду происходил подъем поверхности. На участках с II типом грунтовых условий при расчетной величине просадки 50—100 мм фактическое их значение изменялось от 10 до 130 мм; при расчетных просадках 100—200 мм и 200—300 мм фактические значения средних просадок составили соответственно 110—186 мм и 170—276 мм. Приведенные данные указывают на достаточно хорошее совпадение расчетных просадок с фактическими на участках со II типом грунтовых условий. Коэффициент условий работы $m_{с.в}$ в данном случае оказывается равным $m_{с.в} = (0{,}7—1{,}0)$. В то же время весьма существенные различия наблюдаются на участках с I типом грунтовых условий, выражающиеся в том, что по результа-

там лабораторных исследований грунты обладают просадочными свойствами, а при замачивании котлованов набухают с соответствующим подъемом поверхности.

Результаты наблюдений по глубинным маркам показывают, что на участках с I типом грунтовых условий на протяжении всего периода замачивания происходит подъем поверхности за счет набухания красно-бурых глин слоя *4*. На участках со II типом

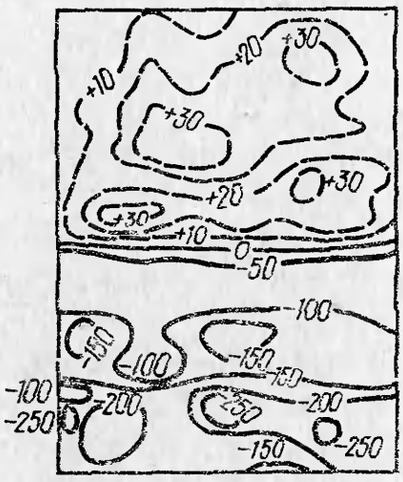


Рис. 71. Линии равных просадок (сплошные линии) и подъемов (пунктирные) поверхности грунта на территории очистных сооружений в Херсоне.

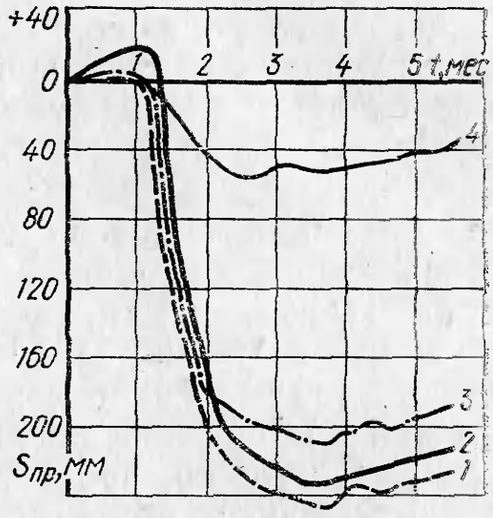


Рис. 72. Графики подъемов и просадок во времени глубинных марок *1—4*, установленных на глубинах соответственно на 3; 6; 8 и 10 м от дна котлована.

грунтовых условий в первый период замачивания также происходил подъем поверхности на 10—20 мм (рис. 72) за счет набухания суглинков верхнего слоя. Затем наблюдалась просадка грунтов за счет сжатия слоев *2* (глины) и *3* (суглинка) на глубинах, начиная с 6 м от поверхности, которая полностью компенсировала набухание верхнего слоя суглинка. По мере продвижения фронта увлажнения происходило набухание глин слоя *4*, это приводило к подъему всех глубинных марок на замоченной поверхности.

В пределах замоченной площади (см. рис. 71) просадка грунтов происходила весьма неравномерно, что обусловливалось особенностями физико-механических характеристик и просадочности грунтов на данной площадке.

Рассмотренный опыт применения предварительного замачивания в Херсоне показывает, что увеличение расхода воды приводит не только к повышению сроков и стоимости работ, но и к снижению их качества, весьма существенно усложняет производство работ по устройству фундаментов.

УСТРАНЕНИЕ ПРОСАДОК ГРУНТОВ В ОСНОВАНИИ СУЩЕСТВУЮЩИХ ЗДАНИЙ ЗАМАЧИВАНИЕМ

В практике эксплуатации зданий и сооружений, возводимых на просадочных грунтах, не редко приходится встречаться со случаями местного замачивания, просадок лессовых грунтов и, как следствие этого, недопустимыми деформациями конструкций. При этом наблюдаемые просадки грунтов составляют лишь часть от потенциально возможных. В подобных случаях для обеспечения прочности деформировавшихся зданий и их нормальной эксплуатации необходимо в первую очередь полностью ликвидировать просадочные свойства грунтов в основании и восстановить проектное положение зданий и сооружений путем выправления их кренов.

Для устранения просадочных свойств грунтов в основании существующих зданий и выправления их кренов в последнее время успешно применяется организованное замачивание. Организованное замачивание было успешно применено при выправлении экспериментальных домов в Днепропетровске, Запорожье, уплотнении просадочных грунтов в основании ряда зданий в Душанбе, в процессе строительства многих зданий в Грозном.

Разновидностью организованного замачивания является так называемое двухстадийное замачивание, когда на первой стадии до начала строительства предварительным замачиванием устраняется просадка грунтов от собственного веса, а на второй, выполняемой в конце строительства здания, повторным замачиванием ликвидируется просадка в пределах деформируемой зоны от нагрузки фундаментов. Этот метод в последние годы успешно применен Днепропетровским филиалом НИИОСП при строительстве шестнадцатиэтажных кирпичных домов в Днепропетровске.

В целях исключения возникновения дополнительных усилий и деформаций в конструкциях зданий и сооружений от просадок грунтов в основании при выполнении организованного замачивания следует учитывать характер происшедших ранее деформаций в зданиях и просадок грунтов, а также закономерности развития просадочных деформаций. В связи с этим до начала работы по организованному замачиванию необходимо определить характер и величины происходящих просадок грунтов под всем фундаментом.

Организованное замачивание грунтов в основании деформировавшихся зданий и сооружений вначале выполняется на участках, на которых ранее просадка грунта была минимальной с постепенным расширением фронта увлажнения в плане с таким расчетом, чтобы выравнивались неравномерности в просадках фундаментов и крены здания или сооружения в целом. Регулирование просадок грунтов достигается соответствующей дозировкой подаваемой воды в грунт, размерами замачиваемой площади под фундаментами и за их пределами, учетом закономерностей

развития просадочных деформаций. При таком подходе в процессе организованного замачивания исключается появление дополнительных деформаций в конструкциях, а существующие трещины в стенах, расхождения в температурных и осадочных швах и крены уменьшаются. Замачивание заканчивается после выравнивания кренов и наступления условной стабилизации просадок фундаментов по всей площади здания или сооружения.

При выполнении организованного замачивания на площадках с I типом грунтовых условий по просадочности необходимо учитывать закономерности развития просадок только в пределах деформируемой зоны от нагрузки фундаментов. В этих случаях дренажные скважины, приямки, каналы для подачи воды в грунт устраиваются исходя из необходимости увлажнения грунтов только в пределах деформируемой зоны, а замачивание выполняется до полного промачивания деформируемой зоны.

На площадках со II типом грунтовых условий особое внимание обращается на учет закономерностей развития просадок грунтов от собственного веса. С этой целью размеры замачиваемой площади должны назначаться с уширением в каждую сторону от здания с таким расчетом, чтобы полностью устранить просадку грунта под зданием, обеспечить его равномерное оседание, исключить передачу на подземные конструкции здания горизонтальных перемещений, возникающих при неравномерных просадках грунтов от собственного веса. При замачивании с поверхности без дренирующих скважин обычно для полного проявления просадки грунтов от собственного веса организованное замачивание должно выполняться на площади, превышающей размеры здания в продольном направлении с каждой стороны на ширину не менее (0,3—0,5) H, а в поперечном — по (0,1—0,2) H. В случаях замачивания через дренирующие скважины в торцах выполняются дополнительные ряды скважин с форсированной подачей воды в них.

Недостаточно полный учет закономерностей развития просадок грунтов от их собственного веса приводит к неравномерному развитию просадок грунтов и появлению дополнительных деформаций в конструкциях зданий. Подобная картина наблюдалась при уплотнении просадочных грунтов организованным замачиванием в основании существующего здания ЖБК в г. Буденновске. Так как организованное замачивание грунтов в основании здания ЖБК осуществлялось из приямков, расположенных только внутри здания, просадки грунтов от собственного веса полностью проявились лишь в средней части здания и равнялись 1526—1423 мм; по торцам 596—700 мм. Очевидно, что при увеличении площади замачивания с торцов просадки фундаментов в дальнейшем увеличатся до значений, полученных в средней части, и вызовут дополнительные деформации в здании.

Аналогичная картина наблюдалась в процессе организованного замачивания грунтов под жилым пятиэтажным домом

в Грозном, возведенном на забивных сваях длиной 12 м. В данном случае существенное влияние на неравномерность просадок свай оказали также силы нагружающего трения, возникающие при просадке грунтов от собственного веса.

ОСОБЕННОСТИ УПЛОТНЕНИЯ ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТОВ ПОДВОДНЫМИ И ГЛУБИННЫМИ ВЗРЫВАМИ

Сущность метода уплотнения просадочных грунтов подводными и глубинными взрывами заключается в предварительном повышении замачиванием влажности уплотняемых грунтов до состояния, близкого к полному водонасыщению, и последующем одновременном взрывании соответственно в водной или грунтовой среде зарядов взрывчатого вещества (ВВ), расположенных по определенной сетке на некоторой глубине от поверхности (рис. 73), под воздействием которых происходит разрушение существующей структуры грунта и его дополнительное уплотнение.

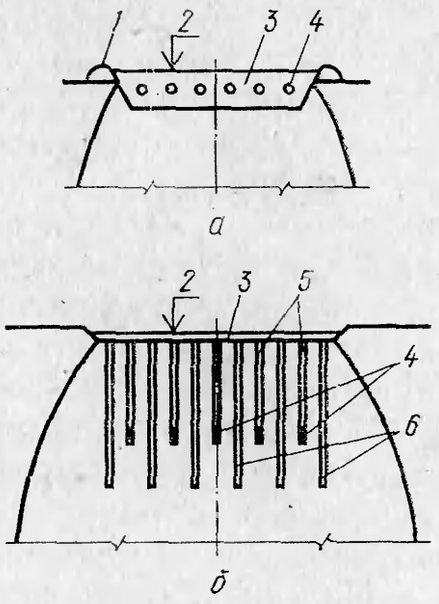


Рис. 73. Схемы уплотнения грунтов взрывами:
а — подводными; *б* — глубинными; *1* — обвалование котлована; *2* — уровень воды; *3* — котлован; *4* — заряды ВВ; *5* — скважины для взрыва ВВ; *6* — дренажные скважины.

При уплотнении подводными взрывами заряды ВВ взрываются в водной среде [11]. Слой воды, расположенный ниже зарядов ВВ, выполняет роль распределительного и обеспечивает равномерную подачу взрывного воздействия на грунт. Столб воды, находящийся выше ВВ, служит для гашения энергии взрыва, направленной вверх. В процессе глубинных взрывов пригрузку создает верхний слой грунта, в связи с чем заряды ВВ располагают на достаточной глубине, взрыв ВВ происходит в массиве грунта, который одновременно служит средой для распространения и гашения взрывных воздействий.

Уплотнение подводными взрывами выполняется в котлованах с высотой столба воды 1,3—1,5 м с таким расчетом, чтобы толщина слоя воды под зарядами была не менее 1 м, а ниже — 0,3—0,4 м. Заряды ВВ весом 0,5—1,5 кг устанавливаются по сетке через 0,6—1,2 м. В результате подводного взрыва происходит уплотнение под влиянием взрывного воздействия и собственного веса грунта с понижением уплотненной поверхности на 0,3—0,8 м и образованием по периметру ее трещины-уступа. Максимальное значение объемной массы скелета грунта до 1,6—1,7 т/м^3 наблюдается на глубине 0,2—0,3 м от поверхности, а ниже уменьшается до природной. Глубина уплотнения подводными взрывами в зависимости от грунтовых условий, величины зарядов

составляет 1—4 м, при среднем значении объемной массы скелета 1,5—1,6 т/м^3.

Уплотнение глубинными взрывами также призводится в котлованах глубиной 0,3—1,0 м [52]. Предварительное замачивание грунтов осуществляется через дренажные скважины, за счет чего снижаются время замачивания, расход воды и зона распространения ее в стороны. Заряды ВВ весом 5—12 кг устанавливают на глубинах 6—12 мм в скважинах через 4—10 м. При глубинном взрыве происходит уплотнение грунта в нижней части с понижением уплотняемой поверхности на 0,8—2,5 м и образованием по периметру ее просадочных трещин с уступами. Толщина верхнего недоуплотненного слоя обычно на 1—2 м меньше, чем при уплотнении грунтов предварительным замачиванием без взрывов.

Уплотнение подводными взрывами применяется в пределах деформируемой зоны от нагрузки фундаментов на площадках с I типом грунтовых условий, а глубинными — на площадках со II типом для устранения просадок грунтов от их собственного веса. Наибольшая эффективность достигается при уплотнении взрывами супесей и суглинков с объемной массой скелета до 1,45 т/м^3 и числом пластичности до 0,12—0,15, так как в этих случаях лессовые грунты при влажности, близкой к полному водонасыщению, имеют достаточно низкую прочность, которая разрушается при взрывном воздействии. В более плотных грунтах и с большим содержанием глинистых частиц прочность оказывается достаточно высокой, которая при взрывном воздействии полностью не разрушается и при глубинных взрывах возможно образование камуфлетных полостей, незаполненных грунтом.

При уплотнении грунтов подводными и глубинными взрывами учитываются возникновение опасных зон, влияние на эффективность уплотнения степени влажности грунтов по мере снижения влажности уплотненных грунтов и другие факторы. Величины опасных зон под действием воздушной волны и колебаний грунтового массива определяются, в основном, весом одновременно взрываемого заряда и составляют 30—60 м.

Наибольшая эффективность уплотнения взрывами достигается при степени влажности грунтов 0,7—0,8, при которой прочностные характеристики снижаются до минимальных и имеется часть пор, заполненных воздухом, способствующих интенсивному уплотнению грунта в процессе и после взрыва. Однако при наличии сверху столба воды происходит неизбежное переувлажнение грунта, в связи с чем эффективность уплотнения взрывами снижается. Поэтому весьма важно на момент взрыва обеспечить степень влажности грунтов в пределах 0,7—0,8.

Так как уплотнение глубинными взрывами связано с повышением степени влажности грунтов до полного водонасыщения с последующим ее снижением до природной, то основное уплотнение (до 70—80%) происходит в момент взрыва, а 10—30% после

взрыва в процессе снижения влажности грунта. Причем полная стабилизация уплотнения после взрыва и просадки поверхности грунта, как и при обычном предварительном замачивании, наступает через 0,5—1,5 года. Недостаточно полный учет этого фактора приводит к возникновению неравномерных осадок фундаментов, особенно в случаях, когда они устраиваются через различные промежутки времени после взрывов.

Глава XIII. ГЛУБИННОЕ УПЛОТНЕНИЕ ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТОВ ПРОБИВКОЙ СКВАЖИН

ОСОБЕННОСТЬ И МЕТОДЫ ГЛУБИННОГО УПЛОТНЕНИЯ

Глубинное уплотнение просадочных грунтов пробивкой скважин грунтовыми сваями (рис. 74) заключается в том, что в уплотненном массиве устраиваются путем пробивки скважины с вытеснением грунта в стороны и созданием вокруг них уплотненных зон, которые затем засыпают местным лессовым грунтом с послойным уплотнением. При расположении скважин на определенных расстояниях (от 2,5 до 5 диаметров) получается массив уплотненного грунта, не обладающий просадочными свойствами и характеризующийся повышенными прочностными характеристиками и более низкой сжимаемостью. За счет частичного выпора грунта при пробивке скважин верхняя часть уплотненного массива, называемая буферным слоем, разуплотняется и перед закладкой фундаментов снимается или доуплотняется.

Скважины, заполненные уплотненным грунтом, ранее называли грунтовыми сваями, а сам метод «уплотнением грунтовыми сваями». Однако такое название метода условно, так как по существу и характеру работы под нагрузкой скважины, заполненные уплотненным грунтом, не имеют ничего общего со сваями.

В данной работе принято называть этот метод «уплотнением пробивкой скважин».

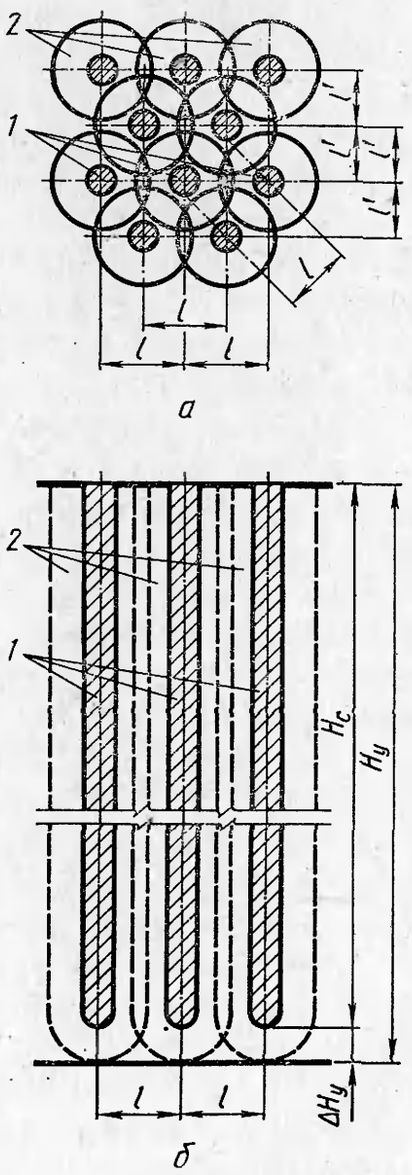


Рис. 74. План расположения пробитых скважин *а* и разрез уплотненного массива *б*:
1 — скважины; *2* — уплотненная зона вокруг скважин.

Метод глубинного уплотнения просадочных грунтов пробивкой скважин был предложен в начале 30-х годов и в дальнейшем

разработан Ю. М. Абелевым [1, 17]. На первой стадии основания метода глубинное уплотнение просадочных грунтов осуществлялось путем забивки сваи-сердечника с инвентарным башмаком. Затем сердечник извлекали, а образовавшуюся скважину заполняли местным грунтом с послойным уплотнением. Диаметр пробивных скважин не превышал 30—35 см, расстояние между их центрами — 60—70 см. Данная технология глубинного уплотнения пробивкой скважин применялась до конца 40-х годов при строительстве в Никополе, Запорожье и др.

В дальнейшем была разработана и успешно применялась более рациональная по сравнению с первой технология глубинного уплотнения просадочных грунтов, основанная на использовании энергии взрывов для образования скважин. По этой технологии вначале пробивают скважины-шпуры диаметром 80—85 мм. В них опускают рассредоточенный заряд взрывчатого малобризантного вещества, состоящий из отдельных патронов весом 50 г и диаметром 40—45 мм из расчета 6—10 шт. на 1 м, соединенных детонирующим шнуром. В результате одновременного взрыва цепочки зарядов, опущенной в скважину-шпур, происходило расширение ее диаметра до 40—45 см. Энергия взрыва позволяла увеличить радиус зоны уплотнения до 45—55 см и повысить расстояние между осями скважин до 80—100 см.

Проходка скважин-шпуров выполнялась забивкой буровых штанг с наконечниками ударами или реже вибрацией от краев котлована к центру через одну.

Необходимый вес ВВ и количество патронов в пределах каждого литологического слоя грунта определяли на основе опытных взрывов и равномерно распределяли по высоте слоя. Заряд опускали по центру скважины-шпура непосредственно перед взрывом, где он должен был находиться в натянутом положении под действием собственного веса.

После взрыва и выхода газов производили промеры глубины скважины с целью определения высоты и завала осыпавшегося со стенок грунта. Образовавшийся завал высотой до 2 м уплотняют трамбовкой, используемой для уплотнения грунта при набивке скважин.

Полученные при помощи взрыва скважины заполняли местным лессовым грунтом отдельными порциями высотой 0,6—1 м с уплотнением каждой трамбовкой диаметром 300 мм и весом 350—450 кг до объемной массы скелета не менее 1,7 т/м^3.

Начиная с 1963 г. применяется более прогрессивная технология глубинного уплотнения просадочных грунтов, основывающаяся на применении станков ударно-канатного бурения БС-1М для пробивки скважин и уплотнения грунта, засыпаемого в скважины. Станок ударно-канатного бурения позволяет использовать ударный снаряд весом 2,8—3,2 т, наконечники диаметром до 425 мм; обеспечивает 44—52 ударов в минуту с высоты 0,9—1,1 м при энергии одного удара около 3 тм, благодаря чему достига-

ются пробивка скважин диаметром 0,5—0,55 м и радиус уплотненной зоны 0,7—0,9 м.

Ударный снаряд, входящий в комплект станков ударно-канатного бурения, состоит из ударной штанги, наконечников в виде долот различной конструкции из канатного замка. Наконечники для устройства скважин изготавливают на месте с использованием изношенных долот, сохранивших резьбу. К ним приваривают оболочки необходимой формы из листовой стали, а пространство между долотом и оболочкой заливают цементным раствором (рис. 75). Пробивают скважины путем сбрасывания ударного снаряда в одно и то же место без извлечения грунта. В процессе внедрения наконечника, благодаря его

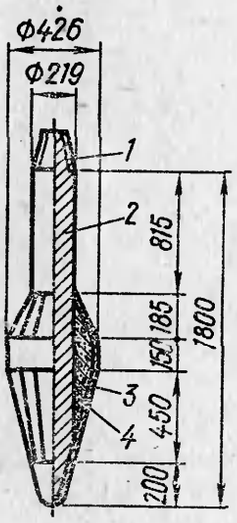


Рис. 75. Наконечник для глубинного уплотнения просадочных грунтов:
1 — соединительная резьба; *2* — буровая штанга; *3* — оболочки; *4* — бетон.

параболической форме, грунт, начиная с глубины 0,6—1,0 м, вытесняется в стороны с одновременным уплотнением окружающего грунта. После проходки скважины ее засыпают местным лессовым грунтом оптимальной влажности отдельными порциями с уплотнением их тем же ударным снарядом.

Глубинное уплотнение просадочных грунтов пробивкой скважин станками ударно-канатного бурения широко применялось при строительстве промышленных зданий в Никополе, жилых и гражданских зданий в Тольятти, Ташкенте и успешно используется наряду с другими методами в Запорожье. Основным недостатком этого метода являлась высокая трудоемкость работ в связи с частным расположением пробивных скважин.

В последние годы разрабатывается новая технология глубинного уплотнения, основанная на пробивке скважин диаметром 0,8—1,2 м с помощью навесного оборудования к крану-экскаватору. Навесное оборудование (рис. 76) включает упорную стойку с направляющей и пробивной снаряд. Пробивной снаряд выполнен в виде штанги с уширенным наконечником в форме «капли». Длина его 5,5 м, диаметр штанги 0,4—0,8 м, диаметр каплевидного уширения 0,6—1,0 м. Внутренняя полость снаряда заполняется бетоном с доведением веса снаряда до 3—5 т. Пробивной снаряд поднимается и сбрасывается внутри решетчатой направляющей. Направляющая снабжена стойкой, верхний конец которой крепится к стреле экскаватора, а нижний упирается в грунт через опорную плиту с шипами. Высота сбрасывания пробивного снаряда на начальном этапе пробивки 4—5 м, а затем может быть 8—10 м. Направляющая решетка не доходит до грунта на 1 м и снабжена в нижней части раструбом.

Увеличение энергии удара пробивного снаряда до 25—35 т·м обеспечивает не только возможность пробивки скважин диаметром до 1,2 м, но и повышение диаметра уплотненной зоны до 2—3 м, расстояния между скважинами до 1,8—2,5 м, а также возможность создания путем втрамбовывания жесткого материала уширения в нижней части скважины. При увеличении диаметра пробитой скважины и соответственно уплотненной зоны резко сокращается (в 2—4 раза) необходимое количество скважин и тем самым в 1,5—3 раза снижается трудоемкость работ по уплотнению грунта.

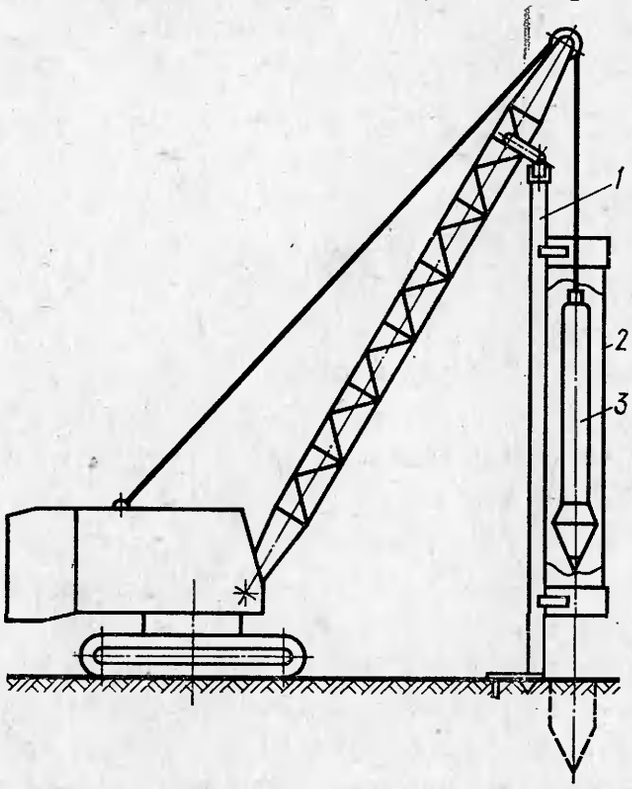


Рис. 76. Схема оборудования для пробивки скважин на экскаваторе:
1 — упорная стойка; *2* — направляющая; *3* — пробивной снаряд.

Особенность разрабатываемой технологии глубинного уплотнения пробивкой скважин диаметром 0,8—1,2 м состоит в том, что в соответствии с суммарной эпюрой распределения по глубине давлений от нагрузки фундамента, собственного веса грунта и сил нагружающего трения:

в основании уплотненного массива создается несущий слой путем втрамбовывания до отказа в дно пробитой скважины жесткого грунтового материала (щебня, гравия, песчано-гравийной смеси, шлака и подобного им материала) отдельными порциями высотой (0,8—1,2) d (d — диаметр скважины);

в нижней части массива формируется зона повышенной прочности путем заполнения скважин жестким грунтовым материалом отдельными порциями высотой (1,5—2) d и уплотнением его пробивным снарядом;

в верхней части создается уплотненная зона путем заполнения пробитых скважин местным глинистым грунтом и доуплотнением буферного слоя тяжелыми трамбовками.

Испытания нового оборудования в лессовидных супесях с объемной массой 1,52—1,54 т/м^3 показали, что при диаметре капли 620 мм, весе пробивного снаряда 2,2 т, высоте сбрасывания 4—6 м скорость пробивки в среднем 0,5—1 м/мин. На 1 м погружения пробивного снаряда требовалось 7—15 ударов. Скважины в сечении имеют форму, близкую к кругу, при максимальном диаметре 78—80 см и минимальном 72 см.

Исследования по втрамбовыванию в дно скважины щебня позволили установить, что образовавшиеся уширения при объеме

втрамбованного щебня 0,50—1 м³ и более имеют форму шара, а при меньших — форму, близкую к эллипсоиду вращения, вытянутому в вертикальном направлении. Размеры получаемых уширений определяются объемом втрамбованного щебня. Так, при втрамбовывании 0,25; 0,9; 1,1 и 2,35 м³ щебня диаметры уширений составили соответственно 0,67; 1,15; 1,20 и 1,7 м.

В результате втрамбовывания щебня вокруг уширения создается зона уплотненного грунта с объемной массой скелета не менее 1,6 т/м³ на расстоянии 0,6—0,8 м в стороны и в глубину от уширения, а на границе со щебнем 1,8—1,95 т/м³. По данным исследований, зона уплотненного грунта с устраненными просадочными свойствами при объеме втрамбованного щебня 2,35 м³ имела форму шара с диаметром около 3,5 м.

В просадочных грунтах, характеризующихся повышенной прочностью, вследствие их низкой влажности или высокой степени плотности пробивка скважин диаметром 0,8—1,0 м может оказаться затруднительной. Поэтому наряду с изложенным дальнейшее развитие метода глубинного уплотнения просадочных грунтов осуществляется по пути разработки новой технологии с использованием энергии взрывов для образования скважин диаметром 0,6—1,0 м и уширенных оснований диаметром 1,2—1,5 м удлиненным камуфлетным взрывом. Доуплотнение грунта завала после взрыва и отсыпаемого в скважину грунтового материала в этом случае выполняется по аналогии с описанным выше трамбующим снарядом на базе крана экскаватора.

Основной недостаток применявшейся ранее технологии глубинного уплотнения с расширением скважин взрывом состоял в том, что при увеличении диаметра скважин более 0,4—0,45 м, возрастала высота завала их до 3—5 м, доуплотнить который используемыми в то время трамбовками весом 0,35—0,45 т не представлялось возможным. В разрабатываемой новой технологии глубинного уплотнения применение трамбовок весом 3,5—5 т и энергией одного удара до 30 тм обеспечивает доуплотнение рыхлых насыпных грунтов в завалах практически при любой их высоте.

ЭФФЕКТИВНОСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ МЕТОДА

В связи с тем что рассматриваемый метод глубинного уплотнения основан на пробивке скважин в грунте, эффективность его применения прежде всего определяется возможностью и интенсивностью пробивки скважин формой и размерами уплотненных зон вокруг скважин, степенью повышения объемной массы скелета грунта в пределах уплотненных зон и всего уплотненного массива.

Выполненные исследования по изучению влияния формы наконечника ударного снаряда на эффективность глубинного уплотнения станками ударно-канатного бурения показали, что наиболее рациональным при пробивке является наконечник, имею-

щий форму параболоида (см. рис. 75). При применении наконечников в форме конуса с углом 30—40°, усеченного конуса, с плоской подошвой, с лидирующим шпилем эффективность пробивки скважин снижается в 1,2—1,8 раза.

Исследованиями установлено, что с увеличением диаметра наконечника снижается интенсивность пробивки скважин, так, при увеличении диаметра с 210 до 425 мм интенсивность пробивки скважин снижается в 3,5—4,0 раза. В то же время уменьшение диаметра наконечника приводит к повышению необходимого количества скважин, поэтому для глубинного уплотнения наиболее целесообразно применять наконечники максимальных размеров. Одновременно установлено, что при энергии одного удара около 3 тм, обеспечиваемой станком ударно-канатного бурения, наиболее оптимальным является наконечник диаметром 425 мм, которым в большинстве случаев пробивают скважины.

Если при пробивке скважин наконечник должен создавать значительные горизонтальные напряжения для расширения скважин, то при набивке ее грунтом — вертикальные, что наиболее эффективно при плоской подошве наконечника и цилиндрической его форме. Толщина уплотненного слоя грунта в скважине при плоской подошве наконечника по сравнению с параболическим возрастает в 1,5—2,0 раза. Однако применение двух различных типов наконечников оказывается не технологичным и поэтому в практике глубинного уплотнения для пробивки и набивки скважин применяется один тип — параболический.

На эффективность пробивки скважин, так же как и на уплотнение грунтов, существенно влияет степень плотности и влажности грунтов. По мере снижения влажности и повышения степени плотности и тем самым прочности грунтов интенсивность пробивки скважин снижается. При повышенной влажности происходит засасывание пробивного снаряда в грунте. Поэтому наиболее целесообразно пробивку у скважин выполнять в грунтах с влажностью, близкой к оптимальной.

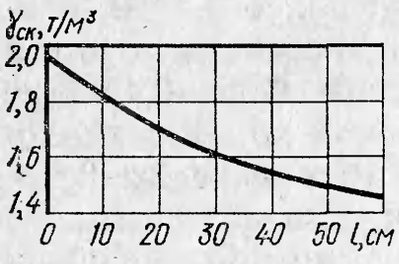


Рис. 77. Изменение объемной массы скелета уплотненного грунта в сторону от стенки пробитой скважины.

В результате пробивки скважин с вытеснением грунта в стороны вокруг них образуется уплотненная зона диаметром (2,5—4) d (d — диаметр скважины), величина которой зависит от степени плотности грунта, по мере ее повышения диаметр уплотненной зоны возрастает. Максимальные значения объемной массы скелета грунта наблюдаются вдоль скважины (1,85—1,95 т/м³). По мере удаления от стенок скважины объемная масса скелета грунта снижается до природной (рис. 77).

В процессе погружения ударного снаряда в грунт вследствие недостаточной пригрузки его в верхней части и влияния динамической нагрузки наряду с перемещением грунта в стороны про-

исходит выпор его вверх и соответственно разуплотнение. Толщина верхнего разуплотненного слоя, называемая буферным слоем определяется энергией удара, физико-механическими характеристиками грунтов и другими факторами. Исследования показали, что при применении станков ударно-канатного бурения толщина буферного слоя в супесях 1,2—1,5, суглинках 2,0—2,5, в глинах 3,0—3,5 м.

Одним из наиболее важных вопросов применения глубинного уплотнения просадочных грунтов пробивкой скважин является обеспечение прочности и устойчивости уплотненных массивов, особенно при воздействии на них дополнительных нагрузок от сил нагружающего трения, возникающих при просадках окружающих грунтов от собственного веса. Учитывают их в соответствии с рекомендациями, изложенными в гл. VI.

ПРОЕКТИРОВАНИЕ УПЛОТНЕННЫХ МАССИВОВ

Глубинное уплотнение просадочных грунтов пробивкой скважин выполняется с целью устранения просадочных грунтов в пределах всей просадочной толщи; повышения прочностных и деформационных характеристик грунтов оснований; создания в основании зданий и сооружений сплошного маловодопроницаемого экрана из уплотненного грунта; устройства противофильтрационных завес из уплотненного грунта. Применяется оно в основном на просадочных грунтах толщиной 8—30 м со II типом грунтовых условий, а также для тяжелых зданий и сооружений с I типом, как правило, при влажности просадочных грунтов, близкой к оптимальной, степени влажности не более 0,75 при отсутствии слоев плотных грунтов, песков, маловлажных супесей, линз, переувлажненного грунта со степенью влажности $G>0{,}75$.

Глубина, диаметр, расстояния между скважинами и другие параметры глубинного уплотнения просадочных грунтов назначаются из условия достижения требуемой степени плотности грунтов основания, при которой плотностью устраняется просадка грунта от его собственного веса и нагрузки, передаваемой фундаментами. Размеры уплотняемой площади в плане принимались исходя из условия обеспечения несущей способности уплотненного массива и подстилающего его грунта с учетом дополнительных нагрузок от сил нагружающего трения при возможной просадке окружающего грунта природной структуры. Поэтому в проекте уплотнения просадочных грунтов пробивкой скважин должны быть указаны: размеры уплотненной площади с привязкой их к плану расположения фундаментов; план расположения и диаметры скважин; глубина уплотнения; требуемая объемная масса скелета грунта в уплотненном массиве; способ пробивки скважин и уплотнения засыпаемого в них грунтового материала; вид, влажность и количество грунтового материала, необходимого для набивки скважин; способ доуплотнения или глубина срезки буферного слоя; расчетное давление на уплотненный грунт.

Глубинное уплотнение пробивкой скважин выполняется в котлованах размерами на 3 м в каждую сторону больше размеров уплотняемой площади, при которых обеспечивается свободное маневрирование машин. Отметка дна котлована назначается с учетом последующей частичной срезки буферного слоя из того расчета, чтобы оставшаяся толщина его не превышала 1,5—2,0 м, которая доуплотняется тяжелыми трамбовками.

Толщина буферного слоя $h_б$

$$h_б = d_c k_б, \qquad (157)$$

где d_c — диаметр скважин, принимаемый при пробивке их ударным снарядом, $d_c = 1{,}2d$ (d — диаметр наконечника); $k_б$ — коэффициент пропорциональности, принимаемый по опытным данным равным для супесей $k_б = 4$; суглинков $k_б = 5$ и глин $k_б = 6$.

Размеры уплотненной площади в плане назначаются по расчету с учетом дополнительных нагрузок от нагружающего трения и должны превышать площадь подошвы фундамента за счет полосы, выступающей за его пределы по периметру, на величину, равную:

на грунтах I типа по просадочности $0{,}2b$, но не менее 0,8 м, а для отдельно стоящих сооружений с высоким расположением центра тяжести (дымовые трубы, водонапорные башни и т. п.) не менее $0{,}3b$ и не более $0{,}4\ H_{уп}$ (b — меньшая сторона прямоугольного или диаметр круглого фундамента, $H_{уп}$ — глубина уплотнения);

на грунтах II типа по просадочности 0,2 просадочной толщи грунта.

При этом ширина уплотняемой площади на площадках с I типом грунтовых условий по просадочности должна быть не менее 0,2 глубины уплотнения, а со II типом не менее 0,5 просадочной толщи.

В пределах уплотненного основания скважины размещают в шахматном порядке — по вершинам равностороннего треугольника (см. рис. 74). Независимо от количества скважин под каждым фундаментом, полученного по расчету, число рядов их по длине и ширине фундамента должно быть не менее трех. Первый ряд скважин располагают на расстоянии от границы уплотняемой площади основания, равным $0{,}5l$ (где l — расстояние между центрами скважин, определяемое по формуле (149) или табл. 9).

Проект уплотнения просадочных грунтов пробивкой скважин при заполнении их местным лессовым грунтом разрабатывается из расчета достижения средней степени плотности грунта в уплотненном массиве, соответствующей объемной массе скелета грунта, равной на площадках с I типом грунтовых условий по просадочности $\gamma_{ск.уп} = 1{,}65$ т/м^3, а на площадках со II типом грунтовых условий по просадочности в пределах верхнего слоя на глубину $0{,}5\ H_{уп}$ $\gamma_{ск.уп} \geqslant 1{,}65$ т/м^3, нижнего на глубину $0{,}5H_{уп}$ — $\gamma_{ск.уп} \geqslant 1{,}7$ т/м^3.

При применении глубинного уплотнения в целях устройства противофильтрационной завесы скважины засыпают суглинком с числом пластичности более 0,14 или глиной, которые уплотняются до $\gamma_{ск} \geqslant 1{,}75$ т/м³.

Вес грунта, т, при оптимальной влажности, необходимого для набивки 1 м длины скважины,

$$q = k_c F_c \gamma_{ск.уп} (1 + W_{уп}), \qquad (158)$$

где k_c — коэффициент, зависящий от вида уплотняемого грунта и обусловленный увеличением диаметра скважины в процессе трамбования засыпаемого грунта, для супесей $k_c = 1{,}4$, для суглинков и глин $k_c = 1{,}2$; F_c — площадь поперечного сечения скважины; $\gamma_{ск.уп}$ — объемная масса скелета уплотненного грунта в скважине, равная 1,75 т/м³; $W_{уп}$ — влажность грунта, засыпаемого в скважину.

Таблица 9

Средняя объемная масса скелета грунта уплотненного массива, т/м³	Расстояние между центрами скважин при $\gamma_{ск}$, т/м³					
	1,22	1,30	1,35	1,40	1,46	1,51
1,65	1,9 d_c	2,1 d_c	2,2 d_c	2,5 d_c	2,8 d_c	3,3 d_c
1,70	1,8 d_c	2,0 d_c	2,1 d_c	2,3 d_c	2,5 d_c	2,9 d_c
1,75	1,7 d_c	1,9 d_c	2,0 d_c	2,1 d_c	2,3 d_c	2,6 d_c

ПРОИЗВОДСТВО РАБОТ И ОПЫТ ПРИМЕНЕНИЯ ГЛУБИННОГО УПЛОТНЕНИЯ

Производство работ по глубинному уплотнению просадочных грунтов пробивкой скважин включает подготовку котлована для уплотнения, пробивку скважин, заполнение скважин грунтовым материалом и пооперационный контроль качества выполненных работ.

Котлованы для глубинного уплотнения пробивкой скважин отрывают по всей площади здания или отдельными участками с учетом последующего снятия или доуплотнения буферного слоя. Во всех случаях должен полностью срезаться почвенно растительный слой грунта, содержащий более 0,05 органических остатков.

Пробивают скважины при вертикальном положении мачты и, как правило, при природной влажности грунтов. При влажности грунтов значительно ниже оптимальной пробивку скважин выполняют с подливкой воды. При наличии переувлажненных грунтов для проходки скважин принимают ударный снаряд с наконечником меньшего диаметра, равным 325—375 мм с соответствующим уменьшением расстояния между скважинами. Если пе-

реувлажненный грунт залегает линзами, непосредственно с поверхности заменяют его грунтом оптимальной влажности и пробивают скважины через насыпной слой. При этом перед устройством фундаментов верхнюю часть уплотненного грунта доуплотняют тяжелыми трамбовками на глубину не менее 2 м.

Скважины пробивают через одну. Пропущенные скважины пробивают после полного заполнения предыдущих грунтовым материалом. При глубинном уплотнении станки ударно-канатного бурения работают попарно с таким расчетом, что один станок пробивает скважины, а другой уплотняет засыпаемый в них грунтовый материал.

При необходимости повышения прочности нижней части уплотненного массива и создания под ним более прочного основания повышенной несущей способности в дно пробитой скважины втрамбовывается жесткий грунтовый материал (щебень, гравий, песчано-гравийная смесь, крупный песок и т. п.). Жесткий грунтовый материал для создания основания повышенной прочности отсыпается отдельными слоями высотой 0,8—1,2 d (d — диаметр скважины) и втрамбовывается до отказа, т. е. когда понижение дна скважины за 25 ударов не превышает 2 см. В нижнюю часть уплотненного массива жесткий грунтовый материал отсыпается слоями толщиной 1,5—2 d и уплотняется 25—30 ударами трамбовки, т. е. в течении 0,5 мин.

Засыпка верхней части скважины, а также по всей их глубине в случае применения обычного глубинного уплотнения, выполняется местным лессовым или глинистым грунтом с влажностью, близкой к оптимальной. Отклонение влажности засыпаемого в скважины глинистого грунта от оптимальной допускается не более чем на +0,02 и —0,06.

Для засыпки грунтового материала в скважины используют малогабаритные бульдозеры типа ДТ-54, оборудованные специальными совками-дозаторами емкостью 0,25—0,3 м^3. Грунтовый материал в скважины засыпают при поднятом ударном снаряде.

В процессе производства работ по глубинному уплотнению просадочных грунтов пробивкой скважин осуществляется пооперационный контроль за качеством выполненных работ. При контроле качества работ по пробивке скважин проверяется их диаметр, глубина и расстояние между скважинами по верху. Если расстояния между скважинами превышают заданные в проекте более чем на 20—25%, проходят дополнительные скважины наконечником диаметром 210—250 мм. При набивке скважин грунтовым материалом контролируют объем грунта в каждой отсыпаемой порции по количеству засыпок совком-дозатором и полноте его заполнения, влажность отсыпаемого глинистого грунта, однородность его состава на основе визуального осмотра, количество ударов трамбующего снаряда для уплотнения каждой порции грунта по времени трамбования, которое должно быть не менее 0,5 мин. В необходимых случаях после завершения работ

определяют объемную массу скелета и влажность уплотненного грунта путем проходки шурфов или радиометрических скважин.

Глубинное уплотнение просадочных грунтов пробивкой скважин широко применяется при строительстве тяжелых промышленных, гражданских и жилых зданий на площадках со II типом грунтовых условий по просадочности. Особенности его применения на всех этапах состояли в том, что:

из-за отсутствия других достаточно отработанных и экономичных методов детальное изучение, проверка, отработка различных технологий производства работ выполнялись в основном в процессе и после осуществления глубинного уплотнения;

при проектировании и выполнении работ по глубинному уплотнению не достаточно учитывались закономерности деформаций просадочных грунтов от нагрузки фундаментов и, главным образом, от собственного веса грунта, взаимодействие уплотненных массивов с окружающим просадочным грунтом, так как они в тот период не были известны и достаточно изучены;

на площадках применения глубинного уплотнения инженерно-геологические изыскания выполнялись с недостаточной полнотой и обычно занижались величины просадочной толщи грунтов.

В связи с этим опыт применения глубинного уплотнения противоречив, наряду с положительными результатами в большинстве случаев наблюдались случаи повышенных осадок фундаментов и деформации в конструкциях зданий и сооружений. На основе этого делали необоснованные выводы о недостаточной надежности метода глубинного уплотнения просадочных грунтов.

Анализ обширного опыта применения глубинного уплотнения просадочных грунтов показывает, что основной причиной появления повышенных осадок фундаментов и деформаций в конструкциях зданий и сооружений является то, что при проектировании уплотненных массивов не учитывали дополнительные нагрузки на них от сил нагружающего трения, возникающих при просадках окружающих грунтов от их собственного веса. В связи с этим до середины 70-х годов глубинное уплотнение выполняли не на всю просадочную толщу, а лишь в пределах ее верхней части, равной 0,6—0,7 $H_{пр}$. К тому же глубина просадочной толщи до начала 60-х годов снизу ограничивалась горизонтом, на котором относительная просадочность была менее 0,02, вследствие чего глубина уплотнения часто не превышала 0,5—0,6 от фактической просадочной толщи $H_{пр}$.

Одновременно с этим размеры уплотненных массивов до середины 70-х годов назначались только исходя из условия восприятия ими дополнительных нагрузок от фундаментов зданий. При воздействии на уплотненные массивы сил нагружающего трения размеры их в большинстве случаев оказались недостаточными для восприятия дополнительных нагрузок. Если с учетом сил нагружающего трения минимальная ширина уплотненного массива по руководству [68] и СНиП II-15-74 должна быть не менее

0,5 $H_{пр}$, то ранее она принималась фактически 0,17 $H_{пр}$, т. е. в 3 раза меньшей.

Неучет дополнительных нагрузок от сил нагружающего трения также отражался на назначении степени плотности в уплотненном массиве. В соответствии с суммарной эпюрой распределения вертикальных сжимающих давлений по глубине среднее значение объемной массы скелета грунта в верхней части уплотненного массива должна быть не менее 1,65 т/м^3, в нижней — 1,7 т/м^3. По действовавшим ранее требованиям и рекомендациям нормативных документов объемная масса скелета уплотненного грунта принималась равной 1,6—1,65 т/м^3, в нижней части 1,6 т/м^3.

В отдельных случаях, особенно на первых этапах применения глубинного уплотнения, повышенные осадки фундаментов происходили вследствие недостатков в технологии производства работ. На основе выполненных исследований в лессовых супесях и суглинках с числом пластичности $I_p < 0{,}12$ толщина буферного слоя была установлена равной 2,5—3,0 d. Однако фактически для суглинков она оказалась равной 4—5 d, в связи с чем в отдельных случаях буферный слой снимали неполностью и фундаменты возводились на частично разрыхленном грунте.

При ранее применявшейся технологии глубинного уплотнения с расширением скважин взрывом неизбежно происходил завал грунта в скважинах, который при влажности ниже оптимальной доходил до 3—5 м. Использовавшиеся в то время трамбовки весом 0,35—0,45 т не обеспечивали уплотнение грунтов в завалах на всю высоту, вследствие чего в нижней части скважин оставался рыхлый насыпной грунт.

В процессе глубинного уплотнения не всегда выполнялась дозировка засыпаемого грунта в скважины. При малом объеме грунта в одной порции (0,08—0,12 м^3) и применении для засыпки бульдозеров фактические объемы порций грунта, засыпаемого в скважины, превышали необходимые в 1,5—2 раза. В связи с этим в скважинах образовывались слои недостаточно уплотненного грунта.

Все имевшие ранее место недостатки в технологии производства и причины, вызывающие повышение осадки фундаментов на уплотненных массивах пробивкой скважин, учтены при подготовке СНиП II-15-74 [74], III-9-74 [75] и руководств к ним. Поэтому применение глубинного уплотнения пробивкой скважин в соответствии с указанными нормативными документами исключает повышение осадки фундаментов и полностью обеспечивает нормальную эксплуатацию зданий.

ОСОБЕННОСТЬ МЕТОДА УСТРАНЕНИЯ ПРОСАДОК ГРУНТОВ АРМИРОВАНИЕМ ТОЛЩ ЭЛЕМЕНТАМИ ПОВЫШЕННОЙ ПРОЧНОСТИ

Метод устранения просадок грунтов армированием толщ элементами повышенной прочности основывается на учете природы прочности, просадочности и закономерностей развития просадок лессовых грунтов, а также особенностей взаимодействия уплотненных, закрепленных массивов, свай с окружающим их лессовым грунтом естественной структуры при просадке его от собственного веса [45].

Просадки грунтов происходят вследствие того, что прочность их при повышении влажности снижается и оказывается меньше действующего давления, т. е. возникает дефицит прочности грунта, представляющий собой разность между вертикальным давлением от собственного веса грунта и начальным просадочным давлением. Исходя из этого для исключения возможности возникновения просадок грунтов необходимо повысить прочность их на сжатие и тем самым ликвидировать дефицит прочности. Это может быть достигнуто путем введения в толщу грунта элементов повышенной прочности, хорошо работающих на сжатие и имеющих достаточно высокое сцепление и трение с окружающим грунтом (см. рис. 26).

Армирование толщ просадочных грунтов с целью повышения их прочности и несущей способности должно выполняться исходя из условия обеспечения совместной работы просадочного грунта и армирующих элементов. Для более полного использования несущей способности всех входящих в армированный массив материалов целесообразно применять армирующие элементы с уменьшающейся от центра к краям прочностью. Подобное армирование толщ просадочных грунтов может быть выполнено по технологии глубинного уплотнения лессовых грунтов пробивкой скважин с заполнением скважин шлакобетоном, тощим бетоном или шлаком с уплотнением, созданием в толще лессовых грунтов закрепленных силикатизацией или обжигом массивов и другими методами.

Для устранения просадок грунтов в пределах деформируемой зоны от нагрузки фундаментов в основании их создается уплотненный слой путем устройства грунтовой подушки или уплотнения тяжелыми трамбовками на необходимую глубину, либо слой из закрепленного грунта. Уплотненный или закрепленный слой одновременно с этим является распределительной подушкой, обеспечивающей передачу нагрузки от фундамента на армированный массив и включение в совместную работу всех входящих в него элементов.

Расстояния между армирующими просадочную толщу грунта элементами должны определяться исходя из условия обеспечения (см. рис. 26):

— совместной работы просадочного грунта естественной структуры *3* с уплотненным грунтом *2*, расположенным вокруг армирующего элемента — набивной сваи *1*, уплотненного грунта *2* со сваей *1* или просадочного лессового грунта естественной структуры с закрепленным массивом;

— прочности и несущей способности армированного массива исходя из расчетных давлений на лессовый грунт естественной структуры (начального просадочного давления $p_{пр}$), уплотненного грунта в зоне *2* ($p_{уп}$) и армирующего элемента в виде набивной сваи или закрепленного столба ($p_{ст}$);

— прочности и несущей способности подстилающего просадочную толщу грунта *4* по величине расчетного давления на него.

Включение в работу просадочного грунта естественной структуры, уплотненного грунта, а также увеличение прочности материала свай при устранении просадок грунтов от их собственного веса армированием позволяет увеличить расстояние между центрами пробитых скважин в 2,0—2,5 раза. Благодаря этому, как показал технико-экономический анализ, стоимость работ по новому методу по сравнению с глубинным уплотнением пробивкой скважин и с устройством буронабивных свай снижается в 1,2 — 1,5 раза, а трудоемкость в 1,8—3,0 раза.

Армирование грунтов вертикально-расположенными элементами повышенной прочности предназначается, главным образом, для устранения возможности возникновения и развития просадок грунтов от их собственного веса. В связи с этим данный метод применяется на просадочных лессовых грунтах со II типом грунтовых условий по просадочности для жилых и гражданских зданий и сооружений, характеризующихся: частым расположением фундаментов несущих стен; высотой до 9—12 этажей; нагрузками на ленточные фундаменты до 600—800 кН м, фундаментов в виде сплошных железобетонных плит с давлением на грунт до 0,15—0,2 МПа и т. п. Наряду с этим армирование просадочных грунтов целесообразно применять под полами, фундаментами технологического оборудования в промышленных корпусах, а также в качестве мероприятия по устранению возможных передач на свайные фундаменты дополнительных нагрузок от сил нагружающего трения при возможных просадках окружающих грунтов от собственного веса. В последнем случае под фундаментами несущих конструкций выполняют свайные фундаменты, а вокруг них создают барьерные полосы, исключающие передачу на сваи просадок окружающих грунтов от собственного веса, т. е. свайные фундаменты устраивают в армированном грунте.

Результаты исследований метода армирования толщ просадочных грунтов элементами повышенной прочности свидетельствуют о достаточно высокой его эффективности применения и о целесообразности широкого использования в практике проектирования и строительства на площадках со II типом грунтовых условий по просадочности.

Глава XIV. ОПЫТ СТРОИТЕЛЬСТВА И ЭКСПЛУАТАЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ НА ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ

ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИЕ ПОКАЗАТЕЛИ МЕТОДОВ УСТРОЙСТВА ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

Каждый из методов устройства оснований и фундаментов, а также обеспечения прочности и нормальной эксплуатации зданий и сооружений при неравномерных просадках грунтов имеет свои области применения, зависящие от грунтовых условий, конструктивных особенностей зданий, действующих нагрузок на фундаменты, а также надежности возводимых зданий и сооружений. Рациональные области определяются технико-экономическими показателями, включающими стоимость, трудоемкость, расход материалов, которые рассматриваются ниже.

Для I типа грунтовых условий технико-экономический анализ методов строительства на примере возведения одной блок-секции девятиэтажного крупнопанельного жилого дома серии 94 общей площадью 1941 м^2 с применением следующих вариантов оснований и фундаментов [14]:

сборные ленточные фундаменты на уплотненных тяжелыми трамбовками грунтах на глубину 3 м;

сборные ленточные фундаменты на грунтовой подушке толщиной 3 м;

фундаменты в вытрамбованных котлованах с уширенным основанием и без него с ростверковым опиранием панелей;

свайные фундаменты из забивных свай сечением 30×30 см и длиной на 1—2 м больше величины просадочной толщи;

свайные фундаменты из буронабивных свай диаметром 0,5 м без уширения и длиной на 2 м больше просадочной толщи.

Для технико-экономического анализа приняты наиболее типичные грунтовые условия, характеризующиеся наличием слоев суглинков и супесей с просадочной толщей 4, 6, 8, 10 м и подстилаемых суглинками с объемной массой скелета 1,65 т/м^3.

Конструкция фундаментно-подвальной части принята одинаковой и в различных вариантах изменяется только нижняя часть, начиная с отметки низа цокольных панелей и технического подполья.

Сметная стоимость строительно-монтажных работ принималась по каталогам единичных расценок, привязанных к условиям строительства первой зоны Днепропетровской области. Суммарная трудоемкость работ определялась с учетом изготовления изделий и полуфабрикатов на предприятиях стройиндустрии и их транспортировки на строительную площадку.

Технико-экономические показатели (рис. 78) для ленточных фундаментов, запроектированных на основаниях, уплотненных тяжелыми трамбовками, из грунтовой подушки (кривые *1* и *2*), а также для фундаментов в вытрамбованных котлованах (кри-

вая *3*), не зависят от величины просадочной толщи. В то же время технико-экономические показатели свайных фундаментов (кривые *4* и *5*) существенно зависят от величины просадочной толщи и физико-механических характеристик грунтов. Так, для фундаментов из забивных призматических и буронабивных свай при повышении величин просадочной толщи с 4 до 10 м стоимость их устройства возрастает на 25—40%, а при возрастании консистенции с 0,1 до 0,3 — на 10—45%.

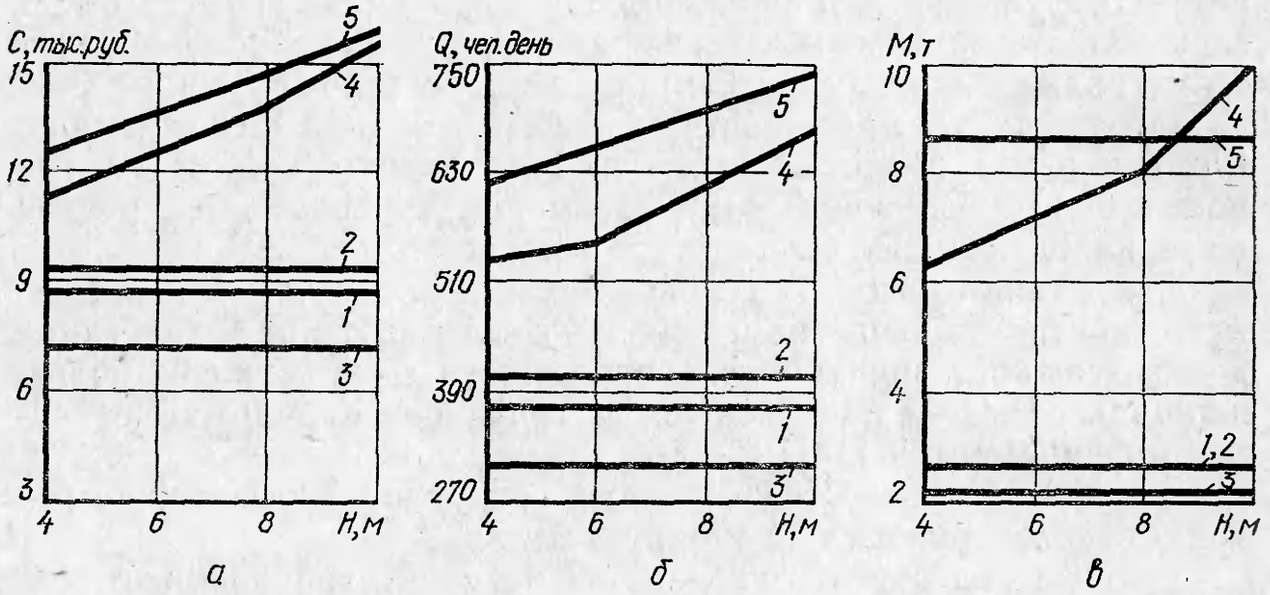


Рис. 78. Показатели сметной стоимости (*а*), трудозатрат (*б*) и расход металла (*в*) на устройство фундаментов блок-секции девятиэтажного жилого дома серии 94 при различной величине просадочной толщи.

Наиболее экономичными из рассмотренных вариантов по всем показателям являются фундаменты в вытрамбованных котлованах. Применение их по сравнению со свайными фундаментами на толщах просадочных грунтов 6—8 м позволяет снизить стоимость устройства нулевого цикла в 1,7—2,0 раза, трудоемкость работ в 1,8—2,2 раза, расход металла в 3—4 раза.

Для II типа грунтовых условий технико-экономический анализ методов строительства на просадочных грунтах рассматривается на примере возведения девятиэтажного крупнопанельного жилого дома серии 480 с применением следующих вариантов обеспечения прочности и нормальной эксплуатации [13]:

комплекс мероприятий, включающий поверхностное уплотнение грунтов тяжелыми трамбовками, водозащитные и конструктивные мероприятия, рассчитанные на просадки грунтов $S_{пр} = 50$ см;

глубинное уплотнение просадочных грунтов пробивкой скважин на всю просадочную толщу;

уплотнение просадочных грунтов предварительным замачиванием с устройством поверху грунтовой подушки толщиной 3 м;

уплотнение просадочных грунтов предварительным замачиванием с глубинными взрывами;

закрепление просадочных грунтов обжигом на всю просадочную толщу;

прорезка просадочных грунтов забивными сваями сечением 30×30 см и 40×40 см длиной 10 и 15 м;

прорезка просадочных грунтов буронабивными сваями диаметром 0,6 с уширением 1,6 м;

прорезка просадочных грунтов буронабивными сваями диаметром 1 м без уширения.

Технико-экономический анализ выполняли для наиболее типичных грунтовых условий Приднепровья, характеризующихся: просадочной толщей H, равной 10, 15, 20 и 25 м; расчетной просадкой грунта от собственного веса до 50 см; слоистым напластованием грунтов из просадочных суглинков и супесей, подстилаемых непросадочными красно-бурыми суглинками с объемной массой скелета 1,65 т/м^3, консистенцией 0,2; уровнем грунтовых вод на 2 м ниже кровли красно-бурых суглинков.

Конструкции фундаменто-подвальной части выше фундаментной ленты или подушки приняты одинаковыми за исключением варианта *1*, по которому стоимость, трудоемкость и расход материалов на устройство конструктивных и водозащитных мероприятий включены в технико-экономические показатели фундаментов. Силы нагружающего трения принимались равными: на наружные ряды свай, поверхности закрепленных уплотненных массивов до глубины 10 м — 10 кН/м^2, на глубинах 10—15 м — 15 кН/м^2, 15—20 м — 20 кН/м^2, 20—25 м — 25 кН/м^2, на внутренние ряды свай и поверхности закрепленных массивов в размере 0,8 от приведенных выше величин.

Сметная стоимость и трудоемкость работ определялась также, как и для I типа грунтовых условий.

Результаты технико-экономического анализа (рис. 79) позволяют отметить следующее.

Наиболее экономичными по стоимости и трудоемкости являются: вариант *3* — уплотнение просадочных грунтов предварительным замачиванием и вариант *4* — уплотнение глубинными взрывами. Эффективность их применения мало зависит от величины просадочной толщи.

Применение комплекса мероприятий по варианту *1* также не зависит от просадочной толщи. На технико-экономические показатели его оказывает влияние расстояние между осадочными швами. При двухсекционной разрезке (вариант *1а*), применяемой при просадке грунтов от собственного веса до 12—18 см, стоимость 1 м^2 общей площади по сравнению с односекционной разрезкой снижается на 3—4 руб., а трудоемкость на 0,3 чел.-дня.

Стоимость и трудоемкость глубинного уплотнения пробивкой скважин зависит в основном от просадочной толщи и степени плотности грунта, т. е. расстояния между скважинами, свайных фундаментов — от просадочной толщи и несущей способности

подстилающего грунта. Эти варианты более дорогие и трудоемкие по сравнению с применением комплекса мероприятий, особенно при толщах просадочных грунтов более 12—15 м.

Глубинное уплотнение просадочных грунтов пробивкой скважин по стоимости близко к буронабивным сваям с уширениями, но более трудоемко при значительно меньшем расходе металла и бетона. Забивные сваи (вариант 7) рациональны при длине их до 10—15 м. Термическое закрепление просадочных грунтов — наиболее экономичный метод прорезки просадочных грунтов.

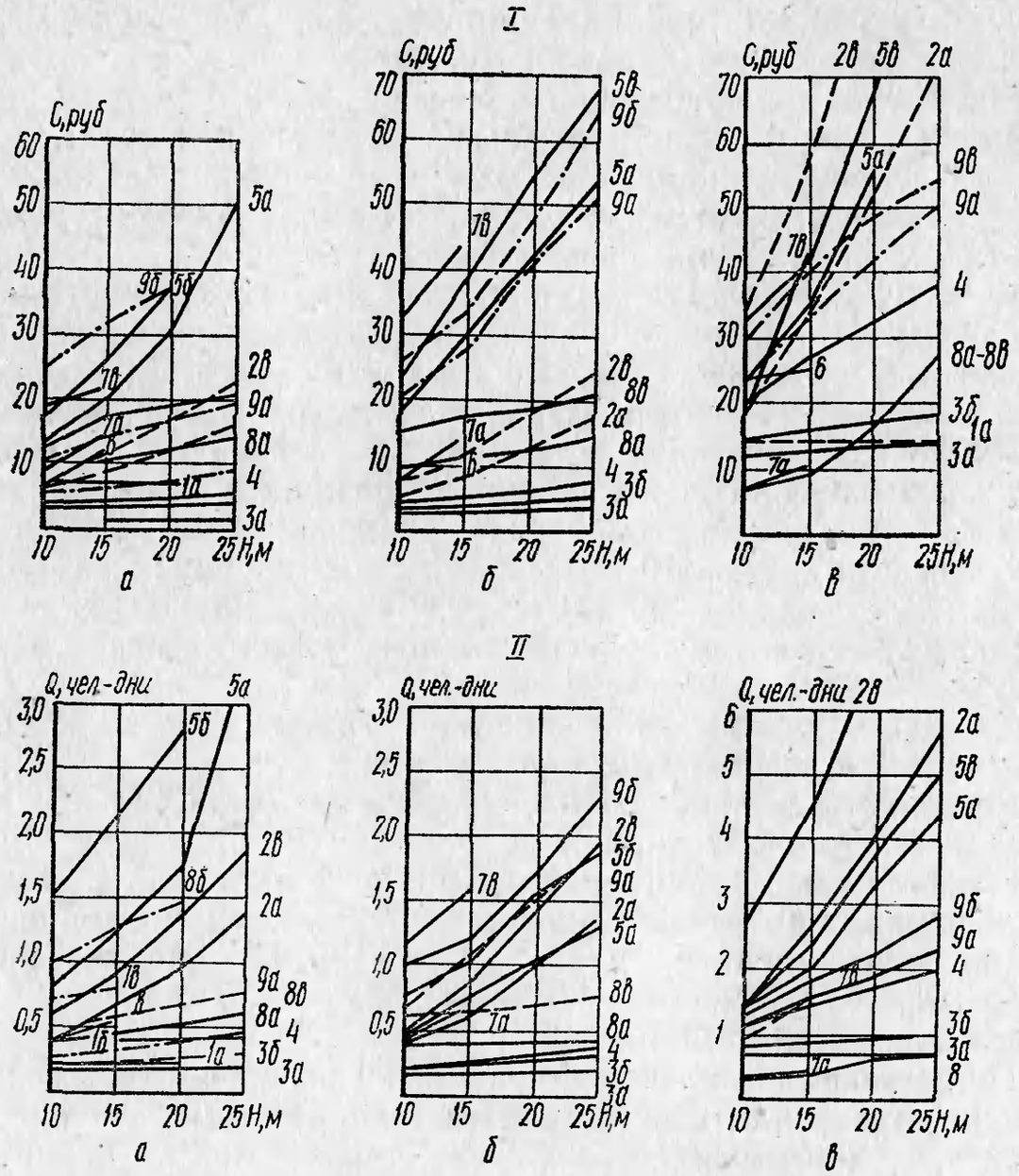


Рис. 79. Показатели дополнительной сметной стоимости C (I) и трудоемкости Q (II) на 1 м² общей площади при применении различных вариантов оснований и фундаментов для:

а — девятиэтажного крупнопанельного жилого дома серии 480; *б* — четырнадцатиэтажного жилого дома; *в* — детсада на 320 мест.

Из рассмотренных вариантов наиболее неэкономичными являются фундаменты на буронабивных сваях без уширения и на закрепленных силикатизацией грунтах, стоимость 1 м³ которых в данном случае 12 руб.

НАДЕЖНОСТЬ ПРИМЕНЯЕМЫХ МЕТОДОВ СТРОИТЕЛЬСТВА НА ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ

В соответствии с развитием исследований, принципов проектирования и строительства имеющийся 50-летний опыт строительства и эксплуатации зданий и сооружений можно разделить на три основных этапа. На первом этапе, продолжавшемся до середины 50-х годов, основными мероприятиями по обеспечению устойчивости и безаварийной эксплуатации зданий и сооружений явились водозащитные и конструктивные. Сравнительно невысокая стоимость, простота их осуществления позволяли в широких масштабах вести строительство на просадочных лессовых грунтах в различных районах СССР. С применением их возведены такие крупнейшие заводы, как Запорожсталь, Днепровский алюминиевый завод, первые сооружения Южнотрубного завода в Никополе, жилые массивы в Запорожье, Никополе, Херсоне и др. Однако уже первый опыт эксплуатации возведенных зданий и сооружений показал ненадежность водозащитных и недостаточность конструктивных мероприятий, рекомендуемых действовавшими в этот период нормативными документами. Применение только водозащитных и конструктивных мероприятий, не рассчитанных на неравномерные просадки грунтов в основаниях, обычно полностью исключали аварийное состояние зданий и сооружений, но не обеспечивали их нормальную эксплуатацию. В связи с этим часто приходилось осуществлять восстановительные работы по обеспечению нормальной эксплуатации зданий и сооружений. Стоимость этих работ достигала 30—40% от стоимости строительства.

Все это привело, с одной стороны, к совершенствованию водозащитных и конструктивных мероприятий с усилением контроля за их состоянием и созданию специальных служб водозащиты и, с другой, к поискам новых принципов обеспечения устойчивости и нормальной эксплуатации зданий и сооружений.

На первом этапе строительства были предложены и разработаны методы глубинного уплотнения просадочных грунтов грунтовыми сваями [1], химического закрепления однорастворной силикатизацией [10], термического закрепления [52], устройства свайных фундаментов. Первый опыт их применения, за исключением отдельных случаев, оказался не вполне удачным, так как вследствие высокой стоимости и трудоемкости этих методов глубина уплотнения, закрепления, длина свай ограничивалась глубиной активной зоны под фундаментами, что составило 0,4—0,7 от величины просадочной толщи, и, кроме того, не учитывались закономерности развития просадочных деформаций, силы нагружающего трения по поверхности уплотненных, закрепленных массивов и свай. В результате этого при обильном замачивании грунтов сверху или подъеме уровня грунтовых вод фундаменты, возведенные на уплотненных, закрепленных лессовых грунтах, свайных фундаментах, имели недопустимые осадки. В частности,

при глубине уплотнения и закрепления лессовых грунтов в пределах (0,5—0,7) величины просадочной толщи осадки фундаментов коксовых батарей и дымовых труб на Баглейском коксохимическом заводе равнялись 20—60 см. Аналогичная картина наблюдалась и на ряде заводов в Никополе, Запорожье.

Второй этап строительства, начавшийся с середины 50-х годов, характеризуется, в соответствии с действовавшими в то время НиТУ 137-56, широким применением наряду с водозащитными мероприятиями частичного устранения просадочных свойств лессовых грунтов путем их поверхностного уплотнения трамбовками, а впоследствии и устройства грунтовых подушек.

Устранение просадочных свойств лессовых грунтов в пределах верхнего слоя, залегающего непосредственно под подошвой фундаментов, при небольшой величине просадочной толщи с I типом грунтовых условий практически полностью исключило возможное появление просадок. При больших толщах возможность проявления и величины просадок грунтов несколько снижались, что также не всегда обеспечивало нормальную эксплуатацию зданий и сооружений.

Параллельно с этим на втором этапе строительства совершенствовались и более широко применялись методы глубинного уплотнения просадочных грунтов грунтовыми сваями, закрепления силикатизацией и обжигом.

При подготовке СНиП II-Б.2-62 и Руководства к нему были пересмотрены существующие принципы строительства на просадочных лессовых грунтах в направлении более широкого применения проектирования оснований, фундаментов и самих зданий по деформациях и обеспечения нормальной эксплуатации зданий и сооружений. Благодаря этому существенно повышалась надежность возводимых зданий и сооружений, но не исключалась возможность аварийного состояния в них, так как в качестве самостоятельных допускалось применение только водозащитных и конструктивных мероприятий, разрешались неполная прорезка сваями просадочных грунтов, устранение просадочных свойств грунтов не на всю их глубину.

Третий этап строительства связан с дальнейшим существенным развитием методов уплотнения просадочных грунтов, прорезки их свайными фундаментами, появившимися производственными возможностями их широкого применения в массовом строительстве. Начало его относится к концу 60-х годов, а окончательное утверждение — началу 70-х годов [74, 68]. Проектирование зданий и сооружений выполняется по деформациям с обязательным обеспечением их прочности, устойчивости и нормальной эксплуатации. В связи с этим не допускается применять в качестве самостоятельных только водозащитные или конструктивные мероприятия, неполную прорезку просадочных грунтов и их частичное уплотнение и закрепление на площадках со II типом грунтовых условий по просадочности.

Повышение требований к надежности возведения зданий и сооружений на просадочных грунтах приводит к некоторому увеличению стоимости их строительства. В то же время это полностью компенсируется нормальной эксплуатацией зданий, исключением имевших ранее место дополнительных затрат на восстановление пригодности и нормальной эксплуатации зданий после проявления неравномерных просадок грунтов в основаниях.

ОПЫТ СТРОИТЕЛЬСТВА И ЭКСПЛУАТАЦИИ ЮТМЗ В НИКОПОЛЕ

Строительство Южнотрубного завода в Никополе началось в середине 30-х годов в сложных грунтовых условиях по просадочности.

Площадка ЮТЗ расположена на правом берегу Днепра на расстоянии 2—5 км от него, сложена толщиной 30—40 м чередующихся слоев лессовидных суглинков и лессов [41]. Подстилаются они третичными отложениями песков и на отдельных участках глин, под которыми на глубине 50—75 м от поверхности залегает кристаллический массив.

Уровень грунтовых вод перед началом строительства завода располагался на глубине 32—40 м и, как правило, совпадал с кровлей песков. В последующие годы, главным образом под влиянием Каховского водохранилища, а также утечек воды при эксплуатации завода, он поднялся на глубину 20—28 м от поверхности.

Просадочные свойства лессовых грунтов на площадке расположения завода изменяются как в плане, так и по глубине. Наибольшей просадочностью обладают первые слои лессовидных суглинков и лессов, относительная просадочность которых при давлении на грунт 0,3 МПа равняется 0,03—0,12, а при бытовом давлении — 0,02—0,08. Второй слой лессовидных суглинков вследствие повышенной плотности характеризуется значительно меньшей просадочностью, равной 0,01—0,04. Относительная просадочность второго слоя лессов при бытовом давлении равняется 0,01—0,05.

Величина просадочной толщи по инженерно-геологическим исследованиям в различные годы на отдельных участках принималась равной 18—26 м. Значительные колебания в оценке глубины просадочной толщи, главным образом, являются результатом проходки шурфов недостаточной (до 12—18 м) глубины. По данным опытного замачивания котлованов она должна быть не менее 24—28 м.

В соответствии с колебаниями просадочной толщи изменялась расчетная просадка от собственного веса (60—155 см). Замеренные просадки от собственного веса при аварийном замачивании грунта в районе открытого лотка ливневой канализации у цеха № 1 составили 1,4 м, у поглотительного колодца — 1,6 м, по данным замачивания опытных котлованов — 1,2 м.

С середины 30-х по 50-е годы строительство завода осуществлялось в основном на естественном основании с применением водозащитных мероприятий по планировке территории, прокладке водонесущих коммуникаций в лотках, устройству водонепроницаемых полов, а также конструктивных мероприятий, включающих применение малочувствительных к неравномерным деформациям конструкций зданий и возможность быстрой рихтовки подкрановых путей.

Для контроля за состоянием водонесущих сетей, проведения наблюдений за осадками зданий была организована служба водозащиты, обеспечивающая быстрое обнаружение и ликвидацию источников аварийного замачивания грунтов.

С 50-х по 70-е годы строительство зданий и сооружений с мокрым технологическим процессом осуществлялось с уплотнением просадочных грунтов грунтовыми сваями на глубину 14—20 м, т. е. в пределах верхней части просадочной толщи. Здания и сооружения без мокрого технологического процесса возводились с применением водозащитных, конструктивных мероприятий и уплотнения просадочных грунтов в пределах верхней части деформируемой зоны тяжелыми трамбовками или устройством грунтовых подушек толщиной до 2—2,5 м. При этом конструктивные мероприятия не рассчитывались на возможные просадки грунтов в основаниях.

Кроме этого, на первом и втором этапах отдельные фундаменты под основное технологическое оборудование возводились на буронабивных, забивных сваях длиной до 12—14 м, столбах из обожженного и закрепленного силикатизацией грунта на глубину до 16 м, а также на глубоких опорах-стоблах, полностью прорезающих просадочную толщу и опирающихся на пески.

Начиная с 70-х годов, здания и сооружения возводятся в основном на буронабивных сваях с полной прорезкой просадочных грунтов, но без учета дополнительных нагрузок от сил нагружающего трения, возникающих при просадках окружающих грунтов от их собственного веса.

Производившиеся наблюдения показали, что в первые 10 лет эксплуатации завода (с 1938 по 1948 гг.). уровень грунтовых вод поднялся на 1,6—2,8 м, в период с 1948 по 1959 гг. — на 2,8—3,6 м.

Наиболее интенсивный подъем уровня грунтовых вод происходит в последние годы. За 10 лет подъем его составил 5,7—7,2 м. Резкое увеличение интенсивности подъема уровня грунтовых вод вызвано созданием Каховского водохранилища. К середине 1970 г. уровень грунтовых вод на площадке поднялся на 8,5—13,5 м и находится на глубине 20—28 м.

Подъем уровня грунтовых вод до 1958—1959 гг. происходил в пределах второго слоя светопалевых лессов, не обладающих просадочными свойствами; просадки от собственного веса грунта территории завода, а также возведенных на ней зданий и

сооружений в первый период строительства отсутствовали. Наблюдались просадки отдельных фундаментов при местном аварийном замачивании грунта, величины которых не превышали 30—40 см.

Дальнейший подъем уровня грунтовых вод сопровождался просадкой всей застроенной территории от собственного веса грунта и расположенных на ней зданий и сооружений. Скорость просадки территории и зданий составляла 20—60 мм в год, а по отдельным участкам, на которых были возведены планировочные насыпи, доходила до 120—150 мм в год. К началу 1970 г. суммарные величины осадок и просадок составли в среднем 400—600 мм, а в отдельных случаях при наличии планировочных насыпей доходили до 850—1000 мм.

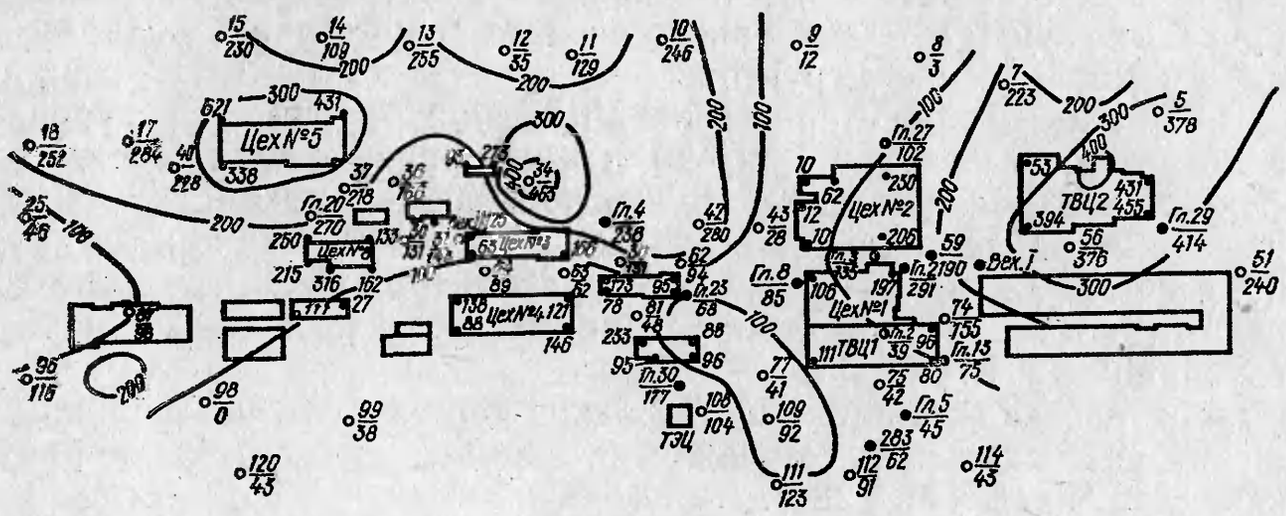


Рис. 80. Изолинии равных просадок территории завода и фундаментов основных зданий и сооружений за 1961—1967 гг. 100, 200, 300 ... — изолинии просадок, мм; в числителе номер геодезического знака, в знаменателе — просадки, мм.

По данным наблюдений за просадкой фундаментов, геодезических знаков и глубинных реперов, установленных на глубинах 12—22 м, просадка грунтов от их собственного веса на территории завода началась в 1959—62 гг. и к концу 1969 г. изменилась от 92 до 572 мм.

Анализ результатов наблю[illegible]тве о[illegible] (рис. 80) показывает, что просадка от собственного веса [illegible]о эле[illegible]а происходит не только на застроенной территории, но и [illegible] пределами ее (с 1961 по 1967 гг.— от нескольких миллиметров до 250—378 мм). На застроенной территории просадка достигает 463 мм, а фундаментов цеха № 5 — 621 мм.

В целом просадка от собственного веса грунта на рассматриваемой территории проходит относительно равномерно (см. рис. 80). Степень ее неравномерности равняется 0,5—0,8 мм на 1 м, а в отдельных местах доходит до 1,7—2,3 мм на 1 м. В то же время по данным опытного замачивания степень неравномерности просадки грунта от собственного веса при интенсивном

замачивании сверху равняется 30—65 мм на 1 м, т. е. в 40—60 раз выше, чем при подъеме уровня грунтовых вод.

Неравномерность проявления просадок от собственного веса вызывается рядом факторов. Основными из них являются: изменение просадочных свойств лессовых грунтов в плане и по глубине, неравномерный подъем уровня грунтовых вод и зоны капиллярного повышения влажности, дополнительное замачивание грунтов сверху за счет аварийных утечек производственных сточных вод.

Не исключена возможность, что на абсолютную величину просадки и степень ее неравномерности могло оказать влияние медленное повышение влажности грунта в пределах всей толщи за счет нарушений естественных условий аэрации, конденсации паров и т. п. Однако главным и основным фактором, вызывающим просадку грунта от собственного веса на территории завода, является подъем уровня грунтовых вод (см. рис. 20).

Одинаковый характер развития просадок глубинных реперов, заложенных на глубину 12—20 м близ расположенных к ним фундаментов, указывает на то, что просадка происходит за счет сжатия слоев, залегающих ниже 12—20 м, в то время как граница, с которой начинается просадка рассматриваемых грунтов от собственного веса при замачивании сверху, располагается на глубине 6—9 м.

Фактическая величина просадочной толщи в районе расположения наблюдательных скважин и, видимо, на всей территории завода равняется 30—32 м.

В результате просадки территории завода от собственного веса грунта происходят и просадки расположенных на ней зданий и сооружений. При этом просадки фундаментов практически полностью совпадают с просадкой близ расположенных к ним глубинных реперов и полигонометрических знаков. Разница между ними не превышает ±5—20%.

Просадки соседних фундаментов, возведенных на различных основаниях, в том числе и с применением силикатизации, обжига, буронабивных, забивных свай с неполной прорезкой толщи просадочных грунтов, оказываются практически одинаковыми.

Несмотря на значительные осадки фундаментов, которые на отдельных участках к концу 1977 г. превышали 1000 мм, на протяжении всего периода происходила нормальная эксплуатация всех зданий и сооружений ЮТЗ, хотя периодически выполнялись работы по рихтовке подкрановых путей (подъем подкрановых рельс, балок, замена кранов в связи с их преждевременным износом и выполнение других профилактических мероприятий). Все это с учетом уровня развития данной проблемы в период строительства завода, производственных возможностей строительных организаций позволяет считать опыт проектирования, строительства и эксплуатации ЮТЗ в сложных грунтовых условиях Никополя весьма успешным и поучительным.

ОСНОВНЫЕ ПРИЧИНЫ ДЕФОРМАЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ НА ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ

Использование противопросадочных мероприятий в соответствии с действующими нормативами полностью обеспечивает прочность, устойчивость и нормальную эксплуатацию зданий и сооружений. Причины появления в зданиях недопустимых деформаций вследствие неравномерных просадок грунтов в основаниях весьма разнообразны и связаны с ошибками, допущенными в процессе проведения инженерно-геологических изысканий, проектирования и строительства.

Инженерно-геологические изыскания являются одним из основных этапов проектирования оснований и фундаментов и в значительной мере результаты их определяют надежность, качество проектных решений и эффективность строительства в целом. В связи с этим основными причинами деформаций зданий и сооружений часто являются недостаточно полная изученность инженерно-геологических условий участков строительства, просадочных свойств и характеристик грунтов. Обычно это связано с проходкой разведочных и технических выработок недостаточной глубины, нарушением природной структуры и плотности грунтов при отборе монолитов из скважин, неполным выполнением требований действующих нормативных документов и т. п. В результате этого занижаются просадочность грунтов, величина просадочной толщи, возможные просадки грунтов, иногда вместо II типа исследуемые площадки ошибочно относят к I типу.

При проектировании оснований, фундаментов и самих зданий иногда недооцениваются сложности и особенности инженерно-геологических условий застраиваемых участков, неправильно определяются возможные величины просадок грунтов от нагрузки фундаментов и собственного веса грунта, неверно трактуются и используются отдельные положения действующих нормативных документов. Вследствие этого одной из основных причин недопустимых деформаций зданий и сооружений на просадочных грунтах с I типом являются:

— при применении в качестве основного мероприятия снижения давления на грунт до величины начального просадочного давления — неучет возможного уменьшения его по глубине, а также повышения суммарных напряжений с глубиной, вследствие чего при повышении влажности возникают просадки грунтов в нижних слоях грунта;

— в случаях неполного устранения просадочных грунтов в пределах деформируемой зоны от нагрузки фундаментов уплотнением тяжелыми трамбовками или устройством грунтовых подушек — недостаточная глубина уплотнения и недооценка возможной просадки ниже уплотненного слоя в пределах деформируемой зоны, величина которой особенно по степени неравномерности, может существенно превышать допустимую;

— неполная прорезка просадочных грунтов сваями, вследствие чего возможные величины просадок грунтов ниже свай с учетом дополнительных нагрузок от них могут оказаться больше предельно допустимых для зданий и сооружений;

— завышение несущей способности свай вследствие неучета возможного повышения консистенции глинистых грунтов при повышении их влажности, недостаточной глубины погружения свай, использование статических, динамических испытаний свай, данных зондирования при природной влажности грунтов;

— при устройстве планировочных насыпей, подсыпок высотой более 2—3 м неучет дополнительных нагрузок от их веса, под влиянием которых существенно возрастают просадки грунтов и возможен переход грунтовых условий из I во II тип по просадочности с просадкой от собственного веса грунтов более 5 см.

На просадочных грунтах со II типом грунтовых условий при проектировании не всегда и достаточно полно учитываются:

осадки подстилающих уплотненные, закрепленные массы грунтов от дополнительных нагрузок за счет сил нагружающего трения;

необходимость уплотнения, закрепления грунтов на всю величину просадочной толщи, а также опирания закрепленных массивов и особенно свай на подстилающие грунты с достаточно высокой несущей способностью;

силы нагружающего трения на сваи, закрепленные массивы;

увеличение возможных величин просадок грунтов, глубины просадочной толщи, дополнительных нагрузок от сил нагружающего трения при устройстве планировочных насыпей и подсыпок;

при применении комплекса мероприятий необходимость расчета конструкций зданий на возможные просадки грунтов, обеспечения нормальной эксплуатации лифтов, взаимодействия при просадках грунтов отдельных частей зданий, имеющих различную высоту, глубину подвалов и т. п.

При строительстве зданий и сооружений на просадочных грунтах иногда не в полной мере выполняются требования нормативных документов по производству отдельных видов работ, отсутствует достаточный контроль качества выполненных работ, не выполняются требования проекта и т. п.

В наибольшей степени это проявляется при:

уплотнении грунтов различными методами — неучет того, что максимальная эффективность уплотнения грунтов достигается при их влажности, близкой к оптимальной, а так как уплотнение часто выполняется при природной повышенной или пониженной влажности, в процессе уплотнения допускаются пересушивание или переувлажнение грунта, то эффективность уплотнения его как по степени плотности, так и достигаемой глубине резко снижается;

недобивке свай до проектных отметок вследствие применения молотов недостаточного веса, низкой прочности бетона свай, де-

фектов в них, отсутствия лидерных скважин и их недостаточных размеров по диаметру и глубине;

устройстве набивных свай — в недостаточной зачистке забоя скважин, осыпании грунта в скважины в процессе их бетонирования и т. п.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Абелев Ю. М.* Основы проектирования и строительства на макропористых грунтах. М. : Стройиздат, 1948.— 203 с.

2. *Абелев Ю. М.* Явление просадки и ее закономерности для макропористых глинистых (лессовых) грунтов.— В кн.: Вопросы строительства на макропористых просадочных грунтах. Сб. НИИ оснований. М. : Госстройиздат, 1959, № 37, с. 5—8.

3. Испытание крупнопанельного дома серии 1-480П, возведенного на просадочных грунтах / Абелев Ю. М., Брайт П. И., Крутов В. И. и др.— Основания, фундаменты и механика грунтов, 1962, № 2, с. 3—7.

4. *Абелев Ю. М., Крутов В. И.* Возведение зданий и сооружений на насыпных грунтах. М. : Госстройиздат, 1962.— 148 с.

5. *Абелев Ю. М., Абелев М. Ю.* Основы проектирования и строительства на просадочных макропористых грунтах.— 2-е изд., перераб. и доп. М. : Госстройиздат, 1968.— 431 с.

6. *Абелев Ю. М., Абелев М. Ю.* Основы проектирования и строительства на просадочных макропористых грунтах. М. : Стройиздат, 1979.— 271 с.

7. *Алиев С. К., Сулейманов Н. А.* Об одном критерии для оценки просадочности лессовых грунтов : Ученые зап. АзПИ. Вопросы механики грунтов и фундаментостроение, 1972, № 2 (17), с. 47—49.

8. *Ананьев В. П.* Минералогический состав и свойства лессовых грунтов. Ростов-на-Дону : РГУ, 1964.— 218 с.

9. *Ананьев В. П.* Режим влажности и прочности лессовых грунтов в основании зданий и сооружений.— Изд. вузов. Геология и разведка, 1966, № 2, с. 121—123.

10. *Аскалонов В. В.* Силикатизация лессовых грунтов. М. : Машстройиздат, 1949.— 76 с.

11. *Аскаров Х. А., Ядгаров З. Х.* Уплотнение лессовых просадочных грунтов способом подводного взрыва.— Стр-во и архитектура Узбекистана, 1967, № 5—6, с. 28—30.

12. *Балаев Л. Г.* Зависимость величины просадочных деформаций лессовых грунтов от степени их увлажнения : Науч. зап. МИИВХ. М. : МИИВХ, 1960, т. 23, с. 6—8.

13. Технико-экономический анализ методов устройства оснований и фундаментов на просадочных грунтах со II типом грунтовых условий по просадочности / Бандасаров Ю. А., Валеев Р. Х., Крутов В. И., Губенко В. И.— Основания, фундаменты и механика грунтов, 1977, № 4, с. 6—9.

14. Пути повышения экономической эффективности устройства оснований и фундаментов на просадочных грунтах с I типом по просадочности / Багдасаров Ю. А., Валеев Р. Х., Крутов В. И., Виниковский М. И.— Основания, фундаменты и механика грунтов, 1979, № 5, с. 3—5.

15. *Власов Ю. В.* О распределении напряжений под столбчатыми фундаментами на вытрамбованном основании : Тр. НИИЖТа. Новосибирск, 1970, вып. 106, с. 21—24.

16. *Вронский А. В.* Влияние характера изменения жесткости основания по длине зданий на напряженное состояние их конструкций.— Основания, фундаменты и подземные сооружения. М. : Стройиздат, 1970, № 59, с. 30—32.

17. *Галицкий В. Г., Круглов И. Н., Эйдук Р. П.* Глубинное уплотнение просадочных грунтов станками ударно-канатного бурения.— Основания, фундаменты и механика грунтов, 1966, № 4, с. 18—20.

18. *Гельфандбейн А. М., Геллис Л. А.* Неравномерные вертикальные и горизонтальные деформации просадочных грунтов. Киев : Будівельник, 1967.— 74 с.

19. *Гильман Я. Д., Ананьев В. П.* Строительные свойства лессовых грунтов и проектирование оснований и фундаментов. Ростов-на-Дону: РГУ, 1971.— 131 с.

20. *Гильман Я. Д., Логутин В. В.* Расчет лессовых оснований с применением модели двухслойной среды.— В кн.: Строит. конструкции. Киев : Будівельник, 1977, вып. 30, с. 70—72.

21. *Голубков В. Н.* Исследование зоны уплотнения грунта в основании опытных штампов.— Основания, фундаменты и механика грунтов, 1959, № 2, с. 16—19.

22. *Гольдштейн М. Н., Шугаев В. В.* О характере деформации лессовых грунтов под фундаментами в процессе замачивания.— В кн.: Вопросы строительства на лессовых грунтах. Воронеж: ВГУ, 1961. — 204 с.

23. *Гольдштейн М. Н.* Некоторые результаты новых исследований просадочных грунтов и способов строительства на них. — В кн. Геотехника в строительстве. Вып. 1. Вопросы строительства на просадочных грунтах. М.: Стройиздат, 1966, с. 5—7.

24. *Гольдштейн М. Н., Макаренко Н. М.* Об определении просадочных свойств лессовых грунтов.— Основания, фундаменты и механика грунтов, 1970, № 6, с. 10—13.

25. Природа прочности и деформационные особенности лессовых пород / Горькова И. М., Окнина Н. А., Душкина Н. А., Рябичева К. П. М. : Наука, 1964.— 148 с.

26. ГОСТ 22733-77. Грунты. Метод лабораторного определения максимальной плотности. М. : Изд. стандартов, 1978.

27. ГОСТ 23161-78. Грунты. Метод лабораторного определения характеристик просадочности. М. : Изд. стандартов, 1978.

28. *Григорян А. А.* Опытное замачивание просадочного грунта в г. Херсоне.— Основания, фундаменты и механика грунтов, 1962, № 1, с. 12—15.

29. *Григорян А. А., Иванов Ю. К.* Прогноз просадки грунтовой толщи при замачивании через небольшой в плане глубокий источник.— Основания, фундаменты и механика грунтов, 1968, № 6, с. 31—33.

30. *Григорян А. А., Григорян Р. Г.* Экспериментальное изучение сил «отрицательного трения» по боковой поверхности свай при просадке грунтов от собственного веса.— Основания, фундаменты и механика грунтов, 1975, № 5, с. 10—13.

31. *Гупаленко В. А., Руденко А. А.* Исследование работы буронабивных свай и уплотненных массивов при просадках окружающих их грунтов от собственного веса.— Основания, фундаменты и механика грунтов, 1976, № 2, с. 17—19.

32. *Денисов Н. Я.* О природе просадочных явлений в лессовидных суглинках. М. : Сов. наука, 1946. — 175 с.

33. *Денисов Н. Я.* Строительные свойства лесса и лессовидных суглинков. М. : Стройиздат, 1953.— 145 с.

34. Инструкция по проектированию бескаркасных жилых домов, строящихся на просадочных грунтах с применением комплекса мероприятий. РСН 297-78. Киев : НИИСП, 1978.— 106 с.

35. *Кириллов А. А., Фролов Н. Н.* Гидротехнические сооружения на оросительных системах в лессовых грунтах. М.: Сельхозиздат, 1963. — 271 с.

36. *Клепиков С. Н.* Расчет зданий на неравномерные осадки основания.— Стр-во и архитектура, 1964, № 1, с. 16—17.

37. *Клепиков С. Н., Сайко В. А.* К расчету фундаментов из буронабивных свай в условиях просадочных грунтов II типа.— В кн.: Основания и фундаменты. Киев : Будівельник, 1980, вып. 13, с. 53—55.

38. *Ковалев А. С.* Исследование совместного влияния глубины и ширины выемок на величину просадочных деформаций грунта под действием их собственного веса.— В кн.: Конструкции жилых и общественных зданий : Сб. науч. тр. КиевЗНИИЭП. Киев, 1979, с. 24—26.

39. *Косицын Б. А.* Статический расчет крупнопанельных и каркасных зданий. М. : Стройиздат, 1971.— 215 с.

40. *Кригер Н. И.* Лесс, его свойства и связь с географической средой. М. : Наука, 1965.— 296 с.

41. *Крутов В. И.* Расчет фундаментов на просадочных грунтах. М. : Стройиздат, 1972.— 176 с.

42. *Крутов В. И., Филина И. И.* Расчет горизонтальных перемещений при просадке лессовых грунтов от собственного веса.— Основания, фундаменты и механика грунтов. М. : Госстройиздат, 1972, № 2, с. 56—58.

43. *Крутов В. И., Дьяконов В. П.* Расчет просадки лессовых грунтов от собственного веса с учетом формы и размеров увлажненной зоны.— Основания, фундаменты и механика грунтов, 1973, № 3, с. 12—14.

44. Уплотнение просадочных грунтов / Крутов В. И., Галицкий В. Г., Мусаелян А. А. и др. М. : Стройиздат, 1974.— 207 с.

45. *Крутов В. И., Попсуенко И. К.* Устранение просадок лессовых грунтов от собственного веса путем армирования лессовой толщи.— Основания, фундаменты и механика грунтов, 1976, № 6, с. 17—19.

46. *Крутов В. И., Короткова О. Н.* Расчет просадок лессовых грунтов от собственного веса при устройстве выемок.— Основания, фундаменты и механика грунтов, 1978, № 1, с. 38—40.

47. *Крутов В. И., Рафальзук В. Л., Власов Ю. В.* Фундаменты в вытрамбованных котлованах с уширенным основанием.— Основания, фундаменты и механика грунтов, 1978, № 3, с. 3—5.

48. *Крутов В. И., Булгаков В. И., Короткова О. Н.* Влияние степени повышения влажности на строительную просадочность и уплотнение лессовых грунтов. — Основания, фундаменты и механика грунтов, 1980, № 1, с. 19—22.

49. *Крутов В. И.* Учет сил нагружающего трения на уплотненные, закрепленные массивы и сваи.— В кн.: Основания и фундаменты. Киев : Будівельник, 1980, вып. 13, с. 61—63.

50. *Крутов В. И.* Эффективные виды оснований и конструкций фундаментов на просадочных грунтах со II типом грунтовых условий по просадочности.— В кн.: Проектирование и строительство зданий и сооружений на лессовых просадочных грунтах. Барнаул: Кн. изд-во, 1980, с. 3—5.

51. *Ларионов А. К., Приклонский В. А., Ананьев В. П.* Лессовые породы СССР и их строительные свойства. М. : Госгеолтехиздат, 1959.— 363 с.

52. *Литвинов И. М.* Глубинное уплотнение просадочных грунтов. Киев : Будівельник, 1969.— 184 с.

53. *Лишак В. И.* Расчет крупнопанельных зданий на неравномерные осадки основания. М. : ЦНТИ по строительству, 1968.— 78 с.

54. *Ломизе Г. М.* Зависимость просадочности от напряженного состояния лессового грунта.— Гидротехн. стр-во, 1959, № 11, с. 8—10.

55. *Ломизе Г. М.* Расчет просадочных лессовых грунтов.— Гидротехн. стр-во, 1969, № 7, с. 6—8.

56. *Михеев В. В.* О номенклатурном критерии просадочных грунтов.— Основания, фундаменты и механика грунтов, 1962, № 5, с. 12—15.

57. *Мустафаев А. А.* Каналы на просадочных грунтах. Баку, Кн. изд-во, 1961.— 277 с.

58. *Мустафаев А. А.* Основы механики просадочных грунтов. М. : Стройиздат, 1978.— 263 с.

59. *Мустафаев А. А.* Расчет оснований и фундаментов на просадочных грунтах. М.: Высш. школа, 1979. — 368 с.

60. *Попсуенко И. К., Руденко А. А., Марков А. И.* Осадки зданий, возведенных на грунтах со II типом по просадочности.— Основания, фундаменты и механика грунтов, 1980, № 1, с. 6—8.

61. *Рабинович И. Г.* Расчет увлажненных зон в лессовых просадочных грунтах.— Основания, фундаменты и механика грунтов, 1976, № 5, с. 35—37.

62. *Рабинович И. Г.* Формирование увлажненной зоны в лессовидных просадочных грунтах под источниками замачивания : Сб. НИИОСП. М. : Стройиздат, 1980, № 70, с. 46—48.

63. *Разоренов В. Ф.* Пенетрационные испытания грунтов. М. : Стройиздат, 1979.— 248 с.

64. Рекомендации по проектированию унифицированных зданий в сложных грунтовых условиях. Киев : НИИСП, 1972.— 104 с.

65. *Розенфельд И. А., Вайнберг А. С.* К вопросу о взаимодействии зданий с просадочным основанием.— Основания, фундаменты и механика грунтов. Киев : Будівельник, 1971, с. 10—12.

66. *Рубенштейн А. Л.* Прогноз деформации сооружений на лессовых просадочных грунтах.— Гидротехника и мелиорация, 1965, № 4, с. 17—19.

67. Руководство по лабораторному определению деформационных и прочностных характеристик просадочных грунтов. М. : Стройиздат, 1975.— 58 с.

68. Руководство по проектированию оснований зданий и сооружений. М. : Стройиздат, 1977.— 376 с.

69. Руководство по производству и приемке работ при устройстве оснований и фундаментов. М. : Стройиздат, 1977.— 241 с.

70. *Сквалецкий Е. Н.* Влияние глубины выемки на просадочные деформации.— Гидротехника и мелиорация, 1978, № 5, с. 34—36.

71. Гидротехнические изыскания на застроенных территориях / Смирнов Р. А., Богданов В. И., Грыза А. А., Солода А. Г. Киев : Будівельник, 1973.— 136 с.

72. *Соколов Н. М., Крутов В. И., Сорочан Е. А.* Строительство крупнопанельных зданий на просадочных грунтах. М. : Стройиздат, 1965.— 192 с.

73. *Соколович В. Е.* Новое в химическом закреплении грунтов.— Основания, фундаменты и механика грунтов, 1971, № 2, с. 5—7.

74. СНиП II-15-74. Основания зданий и сооружений. М. : Стройиздат, 1975. — 46 с.

75. СНиП III-9-74. Основания и фундаменты. М. : Стройиздат, 1975. — 52 с.

76. СНиП II-17-77. Свайные фундаменты. М. : Стройиздат, 1978.

77. *Токарь Р. А.* Что называется лессовым грунтом : Сб. ВИОС, 1935, № 5, с. 8—10.

78. *Токарь Р. А.* Количественная характеристика макропористых (лессовидных) грунтов : Сб. ВИОС, 1937, № 7, с. 9—11.

79. *Трофименков Ю. Г., Воропаев Л. М.* Полевые методы исследования строительных свойств грунтов. М. : Стройиздат, 1974.— 176 с.

80. *Фролов Н. Н., Ковалев А. С.* Пути совершенствования прогнозирования просадочных и послепросадочных деформаций лессовых грунтов в мелиоративном строительстве.— Основания, фундаменты и механика грунтов, 1980, № 4, с. 18—20.

81. *Швец В. Б.* Исследование эффективности уплотнения лессовых грунтов оснований тяжелыми трамбовками : Сб. НИИ оснований. М. : Стройиздат, 1959, № 37, с. 51—53.

82. *Цытович Н. А.* Механика грунтов. М. : Госстройиздат, 1963.— 636 с.

83. *Цытович Н. А., Абелев М. Б., Сидорчук В. Ф., Полищук А. И.* Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния лессовых грунтов в основании жестких штампов.— Основания, фундаменты и механика грунтов, 1979, № 3, с. 17—19.

84. *Юшин А. И.* Особенности проектирования фундаментов зданий на основаниях, деформируемых горными выработками. М. : Стройиздат, 1980.— 135 с.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие 3

РАЗДЕЛ I. ОСОБЕННОСТИ ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТОВ 5

Глава I. Основные характеристики просадочных грунтов . . . 5

Глава II. Закономерности развития просадочных деформаций . . 22

Глава III. Взаимодействие просадочных грунтов с уплотненными, закрепленными массивами и сваями 43

Глава IV. Инженерно-геологические исследования просадочных грунтов 58

РАЗДЕЛ II. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ . . 70

Глава V. Расчет просадок грунтов и фундаментов 70

Глава VI. Учет сил нагружающего трения на уплотненные, закрепленные массивы и сваи 87

Глава VII. Проектирование оснований и фундаментов на просадочных грунтах 102

Глава VIII. Расчет зданий на просадки грунтов 121

РАЗДЕЛ III. УСТРОЙСТВО ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ . . . 135

Глава IX. Уплотнение просадочных грунтов тяжелыми трамбовками 135

Глава X. Устройство грунтовых подушек 147

Глава XI. Фундаменты в вытрамбованных котлованах 154

Глава XII. Уплотнение просадочных грунтов предварительным замачиванием 177

Глава XIII. Глубинное уплотнение просадочных грунтов пробивкой скважин 193

Глава XIV. Опыт строительства и эксплуатации зданий и сооружений на просадочных грунтах 207

Список литературы 219

БИБЛИОТЕКА СТРОИТЕЛЯ

СЕРИЯ: ИНЖЕНЕРУ-ПРОЕКТИРОВЩИКУ

Владимир Иванович Крутов

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ НА ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ

Редакторы *В. Н. Пархоменко, В. А. Кочан*
Художественный редактор *Н. Г. Аникина*
Технический редактор *О. Г. Шульженко*
Корректоры *Н. Н. Басенко, Н. М. Мирошниченко*

Информ. бланк № 1760

Сдано в набор 03.07.81. Подписано в печать 03.03.82. БФ 04158. Формат 60×90$^1/_{16}$. Бумага типографская № 2. Гарнитура литературная. Печать высокая. Усл. печ. л. 14. Усл. кр.-отт. 14,32. Уч.-изд. л. 14,81. Тираж 19 000 экз. Изд. № 43—81. Зак. № 1633. Цена 90 к.

Издательство «Будівельник». 252053 Киев-53, Обсерваторная, 25.

Киевская фабрика печатной рекламы им. XXVI съезда КПСС, 252067, Киев-67 Выборгская, 84.

Крутов В. И.

К84 Основания и фундаменты на просадочных грунтах.— К.: Будівельник, 1982.— 224 с., ил.— (Б-ка строителя. Инженеру-проектировщику).— Библиогр.: с. 219—222.

В книге описываются основные особенности и характеристики просадочных грунтов, закономерности развития деформаций от нагрузок фундаментов, собственного веса грунта, освещено взаимодействие свай, фундаментов, закрепленных массивов, приведены методы уплотнения грунтов. Даны методы расчета осадок оснований и фундаментов под зданиями, расположенными на просадочных грунтах. Рассчитана на проектировщиков, инженеров-строителей и изыскателей.

К $\frac{3203000000—020}{М203(04)—82}$ 34.82

ББК 38.58+38.654.1
6С4.03+6С6.1

90 к.

Основания и фундаменты на просадочных грунтах